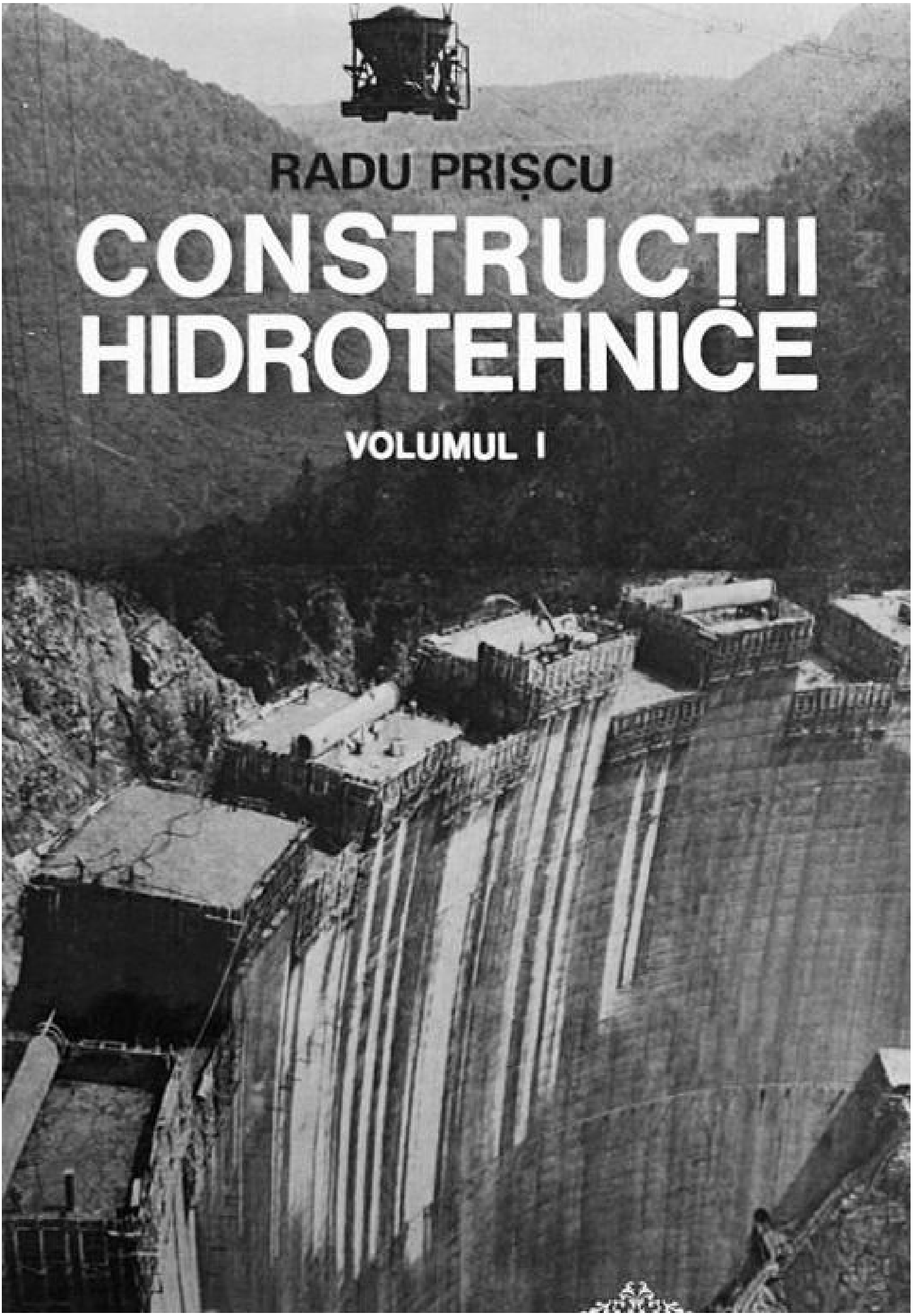


RADU PRIȘCU

CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE

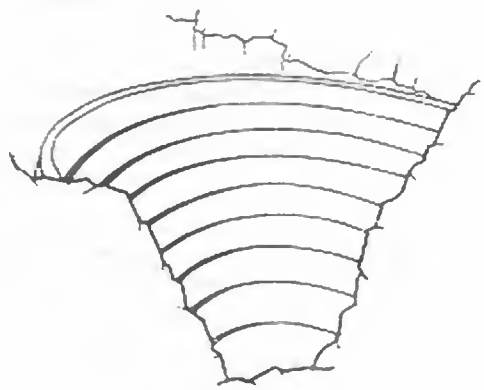
VOLUMUL I

MINISTERUL EDUCAȚIEI
ȘI ÎNVĂȚĂMÎNTULUI

RADU PRIȘCU

CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE

VOLUMUL I



EDITURA DIDACTICĂ
ȘI PEDAGOGICĂ
BUCUREȘTI

CUPRINS

Capitolul 1. INTRODUCERE

§ 1. Economia apelor şi ramurile ei 21
§ 2. Hidrotehnica şi construcţiile hidrotehnice 29
§ 3. Clasificarea construcţiilor hidrotehnice 34
§ 4. Schemele amenajărilor hidroenergetice 36
§ 5. Amenajările hidroenergetice în România 48
§ 6. Amenajările hidroenergetice mondiale 54
Bibliografie 56

Capitolul 2. BARAJE DE GREUTATE

§ 1. Scurt istoric 57
§ 2. Elemente componente 59
§ 3. Condiţii geologice 63
§ 4. Condiţii morfologice 66
§ 5. Profile caracteristice 70
§ 6. Amenajarea fundaţiilor 76
§ 7. Rosturi transversale şi longitudinale 92
§ 8. Dispozitive de drenaj şi vizitare 98
§ 9. Forţele care acţionează asupra barajelor de greutate 105
§ 10. Calculul eforturilor. Conlucrarea cu terenul de fundaţie 126
§ 11. Eforturi principale. Linii caracteristice 139
§ 12. Stabilitatea la alunecare 150
§ 13. Dimensionarea barajelor de greutate 155
§ 14. Dimensionarea barajelor fluviale 165
§ 15. Optimizarea profilelor 171
§ 16. Baraje cu rosturi lărgite 179
§ 17. Baraje precomprimate 185
Bibliografie 199

Capitolul 3. BARAJE ARCUITE

§ 1. Scurt istoric 201
§ 2. Clasificarea barajelor arcuite 205
§ 3. Condiţii geologice 207
§ 4. Condiţii morfologice 211
§ 5. Profile caracteristice 213
§ 6. Forma arcelor componente 217
§ 7. Procedee de trasare 221
§ 8. Baraje cu rost perimetral 229

§ 9. Amenajarea fundațiilor 235
§ 10. Rosturi de contracție și injectarea lor 240
§ 11. Instalații de drenaj și vizitare 250
§ 12. Evoluția metodelor de calcul 252
§ 13. Forțele care acționează asupra barajelor arcuite 254
§ 14. Calculul arcelor circulare de grosime constantă 263
§ 15. Calculul arcelor circulare și parabolice de grosime variabilă 274
§ 16. Metoda rezervorului 292
§ 17. Metoda egalării deplasărilor în secțiunea maestră 300
§ 18. Metoda sarcinilor de probă 309
§ 19. Calculul prin teoria plăcilor cilindrice 326
§ 20. Calculul prin teoria plăcilor cu dublă curbură 336
Bibliografie 342

Capitolul 4. BARAJE CU CONTRAFORȚI

§ 1. Baraje evidate 344
§ 2. Baraje cu contraforți-ciupercă 360
§ 3. Baraje cu plăci de beton armat 385
§ 4. Baraje cu bolți multiple 398
§ 5. Baraje cu cupole multiple 415
§ 6. Probleme speciale de calcul la contraforți 417
Bibliografie 429

Capitolul 5. BARAJE DE PIATRĂ

§ 1. Scurt istoric 431
§ 2. Condiții naturale 433
§ 3. Amenajarea fundațiilor 436
§ 4. Baraje de anrocamente 445
§ 5. Baraje de zidărie de piatră 454
§ 6. Baraje de zidărie și anrocamente 459
§ 7. Baraje de anrocamente și pămînt 461
§ 8. Ecrane de beton și de torcret 471
§ 9. Ecrane metalice și de lemn 480
§ 10. Ecrane bituminoase și de materiale plastice 483
§ 11. Elemente constructive speciale 491
§ 12. Piatra ca material de construcție 499
§ 13. Metode de execuție 505
§ 14. Deformarea barajelor de piatră 510
Bibliografie 521

Capitolul 6. BARAJE DE PĂMÎNT

§ 1. Scurt istoric 523
§ 2. Descrierea barajelor de pămînt 527
§ 3. Exemplificări 531
§ 4. Condiții naturale 538
§ 5. Tratarea terenului de fundație 541
§ 6. Etanșarea terenului de fundație 543
§ 7. Etanșarea corpului barajului 550
§ 8. Detalii constructive 558

§ 9. Proprietăţile fizico-mecanice ale pămînturilor 565
§ 10. Presiunea apei din pori şi consolidarea 576
§ 11. Calculul infiltraţiilor 586
§ 12. Stabilitatea fundaţiilor 599
§ 13. Stabilitatea taluzurilor 602
§ 14. Stabilitatea ecranelor şi prismelor laterale 612
§ 15. Execuţia prin compactare 614
§ 16. Execuţia prin hidromecanizare 625
§ 17. Tasarea barajelor de pămînt 631
Bibliografie 633

Capitolul 7. STĂVILARE

§ 1. Consideraţii generale 634
§ 2. Stavile plane 638
§ 3. Deplasarea şi manevrarea stavilelor plane 647
§ 4. Calculul stavilelor plane 651
§ 5. Stavile segment 659
§ 6. Calculul stavilelor segment 668
§ 7. Stavile sector 673
§ 8. Stavile cilindrice 681
§ 9. Calculul stavilelor cilindrice 689
§ 10. Stavile clapetă 696
§ 11. Manevrarea şi calculul stavilelor clapetă 702
§ 12. Stavile ferme hidraulice 709
§ 13. Batardouri 713
§ 14. Alcătuirea părţii fixe a stăvilarelor 718
§ 15. Calculul părţii fixe a stăvilarelor 725
§ 16. Măsuri pentru reducerea infiltraţiilor 736
§ 17. Exemplificări 742
§ 18. Consideraţii tehnico-economice 751
Bibliografie 756

Capitolul 8. COMPORTAREA BARAJELOR LA CUTREMUR

§ 1. Noţiuni introductive 757
§ 2. Determinarea solicitărilor provocate de cutremur 760
§ 3. Interacţiunea baraj — teren de fundaţie. Comportarea betonului 777
§ 4. Baraje de greutate 781
§ 5. Baraje arcuite 790
§ 6. Baraje cu contraforţi 805
§ 7. Baraje de anrocamente 813
§ 8. Baraje de pămînt 816
§ 9. Măsuri constructive antiseismice 826
§ 10. Prescripţii de proiectare antiseismică aplicate în diverse ţări 832
§ 11. Probleme de seismologie în România 838
Bibliografie 841

Capitolul 9. DESCĂRCĂTORI HIDRAULICI

§ 1. Determinarea debitelor maxime 843
§ 2. Alegerea debitelor de calcul 851

§ 3. Efectul lacurilor de acumulare asupra undelor de viitură 855
§ 4. Deversoare frontale 858
§ 5. Deversoare sifon 868
§ 6. Deversoare canal 876
§ 7. Deversoare laterale 888
§ 8. Deversoare pilnie 896
§ 9. Evacuatori de fund și intermediari 911
§ 10. Descărcători speciali 926
§ 11. Treceri de pești 932
Bibliografie 937

Capitolul 10. DISIPATORI DE ENERGIE

§ 1. Considerații generale 939
§ 2. Conjugarea biefurilor 941
§ 3. Clasificarea disipatorilor 944
§ 4. Disipatori la descărcătorii de suprafață 946
§ 5. Disipatori la barajele arcuite 972
§ 6. Disipatori la stăvilare 977
§ 7. Disipatori la conducte și galerii 981
§ 8. Rizberme 987
§ 9. Proiectarea disipatorilor 991
Bibliografie 994

CAPITOLUL 1

INTRODUCERE

§ 1. ECONOMIA APELOR ŞI RAMURILE EI

1. Rezervele de apă ale globului pămîntesc

În procesele vitale de pe Pămînt şi în activitatea multilaterală a omului, apa joacă un rol fundamental. Multă vreme a existat convingerea că omenirea va dispune de infinite resurse de apă, care să satisfacă toate nevoile sale. Această idee se bazează pe capacitatea acestei bogăţii naturale de a se reproduce singură, în cadrul cunoscutului circuit al apei din natură. Dar evenimentele din ultimii ani arată că rezervele de apă dulce de pe glob nu sînt de loc inepuizabile. Dezvoltarea activităţii industriale, lărgirea utilizării apei în agricultură, în special pentru irigaţii, creşterea numerică a populaţiei, ca şi ridicarea nivelului său de trai, sporesc în întreaga lume cerinţele atît biologice cît şi economice de apă.

Apa dulce utilizabilă de la suprafaţa continentelor se evaluează la circa 50 000 km^3 anual, din care se apreciază că, fără a provoca secarea apelor curgătoare şi a lacurilor, şi fără a epuiza pînzele subterane, omenirea dispune anual de numai 20 000 km^3 [1]. Pe de altă parte, creşterea rapidă a populaţiei va ridica numărul locuitorilor Pămîntului la 6 miliarde în anul 2000. La un consum specific mediu de 1000 l/om, zi, rezultă că planeta noastră nu ar putea suporta o populaţie mai mare de 20 miliarde de locuitori, corespunzătoare anului 2100.

Amenajările hidrotehnice care se vor realiza în viitor, ca şi noile resurse de apă care vor fi utilizate (imensa rezervă de apă de mare spre exemplu, care se ridică la 1,3 miliarde km^3), vor trebui să ţină seama de faptul că rezervele de apă sînt repartizate teritorial foarte neuniform, că regimul lor de curgere este foarte variabil în timp, iar calitatea apei nu este întotdeauna satisfăcătoare.

Pentru ca sursele de apă naturale să poată fi folosite pentru nevoile omului, în cantitatea şi de calitatea necesară, trebuie luate o serie de măsuri, de imediată şi de largă perspectivă.

2. Rezervele de apă din România

Teritoriul României, cuprins între 20 şi 30° longitudine estică şi 43° şi 49° latitudine nordică, cu o suprafaţă de 237 500 km^2, face parte din zona de climat continental. Temperatura medie este de 9,2°C, iar precipitaţiile medii sînt de 660 mm/an.

Regimul hidrografic al rîurilor ţării noastre este caracterizat prin prezenţa unor debite mari, rezultînd din topirea zăpezilor şi din ploile de primăvară şi vară, care reprezintă 30 pînă la 50% din totalul anual. Lunile iulie — septembrie şi decembrie — februarie sînt caracterizate de debite mici. De la un an la altul există

importante variații ale debitelor medii anuale, abaterea debitelor medii anuale extreme față de media multianuală atingînd ± 50%.

Debitul mediu al rîurilor din interiorul țării este de aproximativ 1200 m^3/s, ceea ce revine pe locuitor un volum de 2000 m^3/an. Dunărea, cu o lungime de 1075km pe teritoriul românesc, posedă la intrarea în țară un debit modul de 5 500 m^3/s și, la vărsarea în mare, de 6 100 m^3/s.

3. Economia apelor

În cadrul economiei naționale a unei țări, ramura care are ca obiect totalitatea măsurilor necesare pentru folosirea rațională a resurselor de apă poartă denumirea *economia apelor*.

Domeniile sau direcțiile principale ale economiei apelor sînt următoarele:

— *hidroenergetica*, care se ocupă cu amenajarea și folosirea energiei apelor (cursuri de apă, maree etc.);

— *transporturile fluviale și maritime*, cu amenajările hidrotehnice respective privind regularizarea cursurilor de apă, construcția porturilor, apărarea coastelor etc.;

— *hidroameliorațiile*, care au ca scop irigarea și alimentarea cu apă a terenurilor și centrelor agricole, precum și desecarea terenurilor cu ape în exces;

— *alimentările cu apă și canalizările* centrelor populate și ale întreprinderilor industriale;

— *folosințele diverse*, sanitare, piscicole, sportive.

Tot în cadrul economiei apelor se iau măsuri sistematice pentru combaterea acțiunii distructive a apelor, provocată prin viituri și inundații, prin erodarea albiei și malurilor cursurilor de apă, sau prin spălarea și degradarea solului fertil.

4. Principiile folosirii complexe a apelor

În interesul obținerii unui randament maxim pentru economia națională, un curs de apă trebuie amenajat și folosit în același timp pentru mai multe scopuri. O asemenea folosire poartă denumirea de *folosire complexă*.

O folosire complexă a apelor trebuie să respecte următoarele principii:

— să creeze posibilitatea utilizării concomitente a cursului de apă în mai multe scopuri;

— să nu excludă o asemenea posibilitate pentru viitor;

— să respecte și să încadreze, în măsura în care acest lucru este rațional, folosințele deja amenajate.

Aplicarea acestor principii nu este ușoară deoarece: anumite folosințe cer debite uniforme (alimentările cu apă), altele cer debite neuniforme (energetica) sau periodice (irigațiile); anumite amenajări aduc apa, altele o evacuează (canalizările, desecările); anumite folosințe consumă apa (alimentările cu apă, irigațiile),

altele o folosesc fără a-i micşora debitul (energetica, transporturile pe apă, piscicultura).

Din cele arătate rezultă că planurile de amenajări complexe trebuie să satisfacă în mod raţional şi economic cerinţele mai multor ramuri. Cînd acest deziderat este pe deplin realizat, punînd în valoare totalitatea posibilităţilor unei resurse de apă, folosirea poartă denumirea de *folosire integrală*.

5. Amenajarea apelor din România

În România, odată cu lansarea primului *Plan de electrificare din 1950*, s-au enunţat principiile amenajării integrale a apelor, principii care au stat la baza măreţelor lucrări hidrotehnice care au fost construite de atunci şi pînă în prezent. În acest Plan [2] se arăta printre altele:

„Problema apelor ocupă un loc de frunte în viaţa economică şi socială a ţării noastre. Datorită rolului important al apei în agricultură, în determinarea climei şi în producerea energiei necesare electrificării, stăpînirea şi folosirea apelor noastre constituie una din problemele de bază ale construcţiei socialiste".

„Electrificarea ţării este în mod nemijlocit legată de problema folosirii complexe a apelor: asigurarea stabilităţii şi creşterii producţiei agricole prin irigaţii, lupta împotriva secetei, prevenirea inundaţiilor, plantarea perdelelor de protecţie, amenajarea de baraje şi lacuri de acumulare, regularizarea debitelor rîurilor, amenajarea şi recîştigarea terenurilor inundabile, navigaţia, alimentarea cu apă a oraşelor şi centrelor industriale, piscicultura, amenajarea torenţilor şi reîmpădurirea".

În perioada actuală, ţara noastră dispune de un *Plan general de amenajare a apelor*, elaborat în anul 1962. El reprezintă o lucrare de ansamblu pentru stăpînirea şi folosirea apelor pe întreg teritoriul ţării, cuprinzînd măsurile şi lucrările pentru satisfacerea necesarului de apă corespunzătoare dezvoltării imediate (aproximativ la nivelul anului 1980) şi de perspectivă a folosinţelor, pentru combaterea efectului dăunător al apelor şi pentru protecţia calităţii lor.

Obiectivele principale avute în vedere la elaborarea acestui Plan au fost:

— inventarierea resurselor de apă ale ţării, cu caracteristicile lor cantitative şi calitative;

— determinarea zonelor care prezintă deficit sau excedent de apă în raport cu necesităţile;

— stabilirea măsurilor şi lucrărilor necesare pentru satisfacerea necesarului de apă al folosinţelor, pentru combaterea efectului dăunător al apelor şi pentru protecţia calităţii lor.

Criteriile principale care au stat la baza alegerii soluţiilor, a stabilirii lucrărilor şi etapizării acestora, au fost folosirea complexă a lucrărilor şi amenajărilor hidrotehnice şi eficienţa lor economică. Schema de amenajare de primă etapă, ca şi cea de perspectivă, ţin seama de o dezvoltare progresivă, plecînd de la situaţia existentă la data elaborării şi tinzînd spre perspective din ce în ce mai largi.

6. Exemplificări

Amenajarea complexă a rîului *Bistrița* (fig. 1-1), începută în anul 1951, cuprinde în primul rînd uzina hidroelectrică „*V. I. Lenin-Bicaz*" [3], cu marele lac de acumulare realizat de barajul de la *Izvorul Muntelui*. Volumul total al lacului este de 1230 mil. m³, din care volumul util reprezintă 930 mil. m³. Regularizarea debitelor, cu caracter supraanual, mărește debitul minim mediu de la 0,4 Q_m, înregistrat într-o perioadă de ani secetoși, la 0,7 Q_m. Lacul de acumulare satisface folosințe complexe: energie hidroelectrică, atenuarea undelor de viitură, irigații, alimentări cu apă, turism.

Între baraj și centrală, cursul rîului, în lungime de 15 km, formează o buclă care este tăiată printr-o derivație de 6 km, din care 4,8 km în galerie sub presiune. Căderea brută maximă de 149 m și debitul instalat de 178 m³/s, duc la o putere instalată de 210 MW și la o producție de energie în anul mediu de 490 mil. kWh.

Pentru atenuarea undelor de viitură este prevăzut în lac, deasupra nivelului normal de retenție, un volum de protecție de 100 mil. m³. Acest volum, împreună cu manevra adecvată a evacuatorilor, reduce debitele maxime defluente la 0,6 din cele afluente. Printr-o prognoză de 6 sau 12 ore a debitelor afluente, efectul de atenuare crește. Acest fenomen aduce importante avantaje economice atît în albia rîului Bistrița cît și în aval, pe Siret.

Debitele regularizate ale Bistriței împreună cu cele neregularizate ale Siretului sînt prevăzute a fi folosite în viitorul apropiat pentru irigații. Acestea se vor dezvolta atît pe terasele vestice ale Siretului, cît și în Bărăganul de nord-est, pe o suprafață de circa 300 000 ha.

Cele 12 trepte amenajate pe Bistrița în aval de centrala de la Stejaru pînă la confluența cu Siretul (fig. 1-1) totalizează o putere instalată de 244 MW cu o producție de energie de 918 mil. kWh. Ele asigură o serie de instalații de alimentări cu apă industrială precum și dezvoltarea unor complexe turistice și sportive.

Amenajarea complexă a rîului *Argeș* (fig. 1-2), a cărei execuție a început în anul 1961, cuprinde uzina hidroelectrică „*Gh. Gheorghiu-Dej*", cu o putere instalată de 220 MW și o producție de energie de 400 mil. kWh, și o cascadă de 14 uzine în aval, cu o putere instalată de 175 MW și o producție de energie de 350 mil. kWh[4].

Lacul de acumulare realizat prin construcția barajului *Vidraru* are un volum de 465 mil. m³. Prin derivarea în lac a unor cursuri de apă învecinate, debitul mediu al Argeșului se mărește de la 7,5 la 19,7 m³/s.

În afară de producția de energie electrică, apele regularizate mai asigură:

— posibilitatea de a mări suprafețele irigate din bazinul Argeșului cu circa 100 000 ha;

— sporirea cu 8 m³/s a debitelor necesare pentru alimentarea cu apă a Capitalei;

— atenuarea undelor de viitură ale rîului Argeș și redarea în circuitul agricol a unor suprafețe expuse efectelor inundațiilor.

Amenajarea complexă a rîului *Olt* (fig. 1-3) preconizează realizarea unei cascade de uzine hidroelectrice pe sectorul Făgăraș-Dunăre. Numărul lor va fi de 31, din care 19 vor fi construite în zona Dăești—Dunăre. Puterea totală instalată va fi de 1 mil. kW, iar producția de energie electrică, de circa 2,8 miliarde kWh.

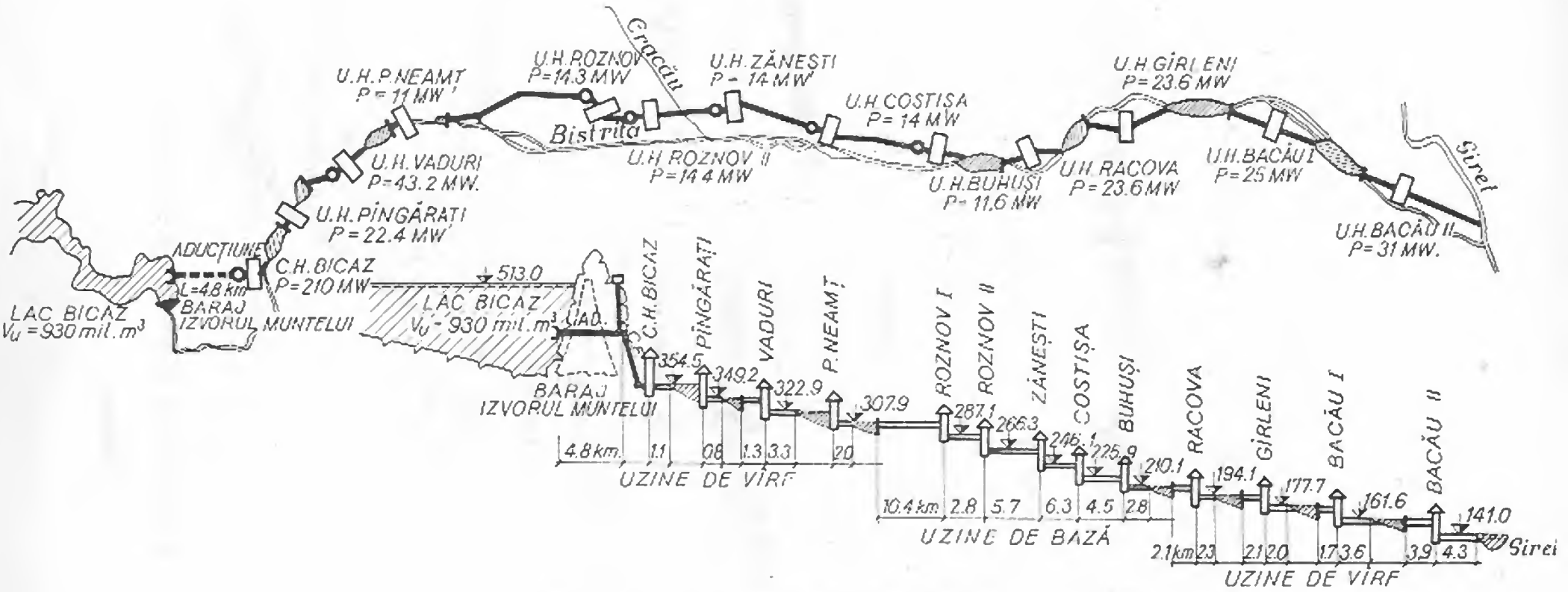


Fig. 1-1. Schema de amenajare a riului Bistrița.

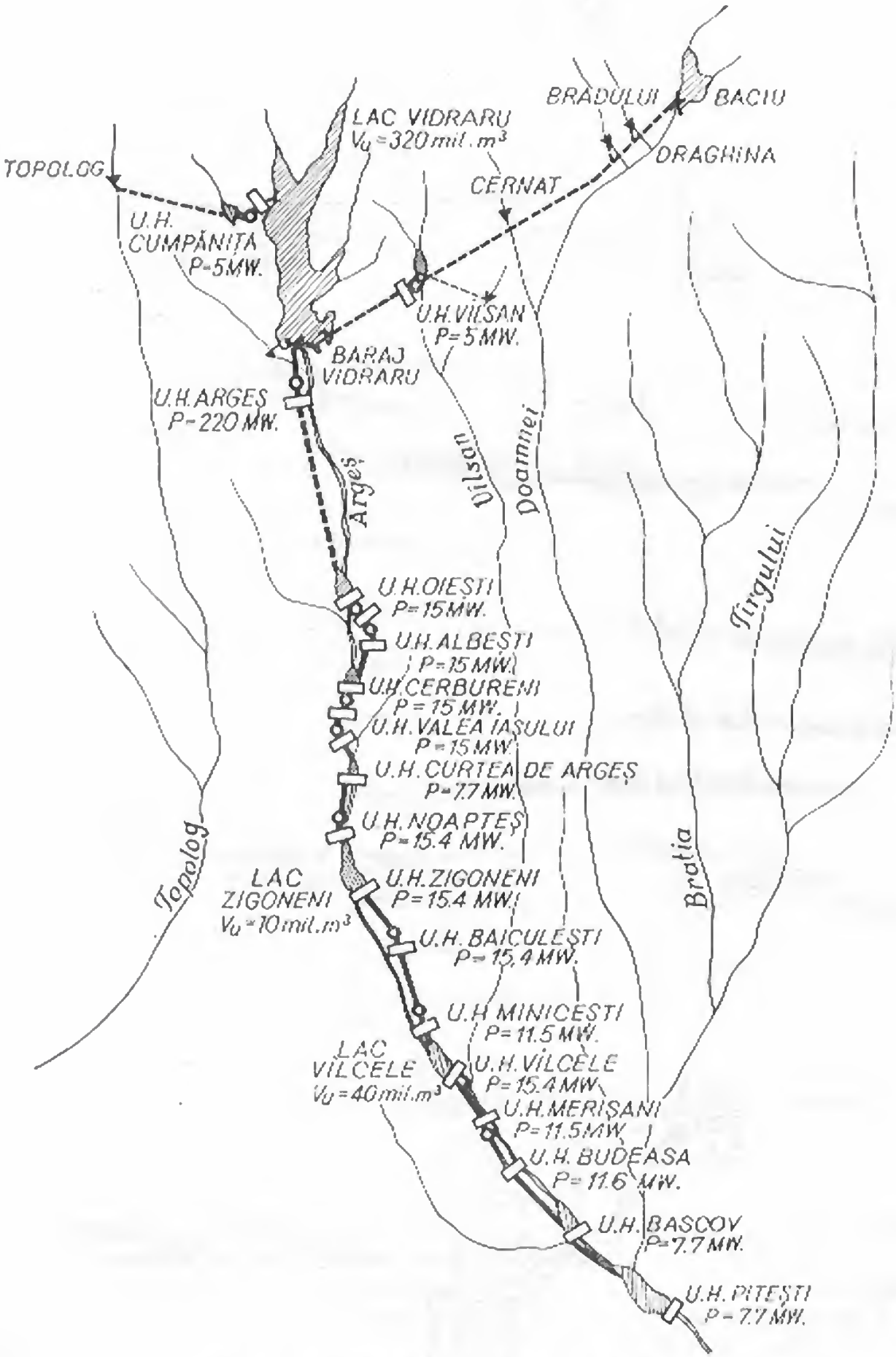


Fig. 1-2. Schema de amenajare a riului Argeș.

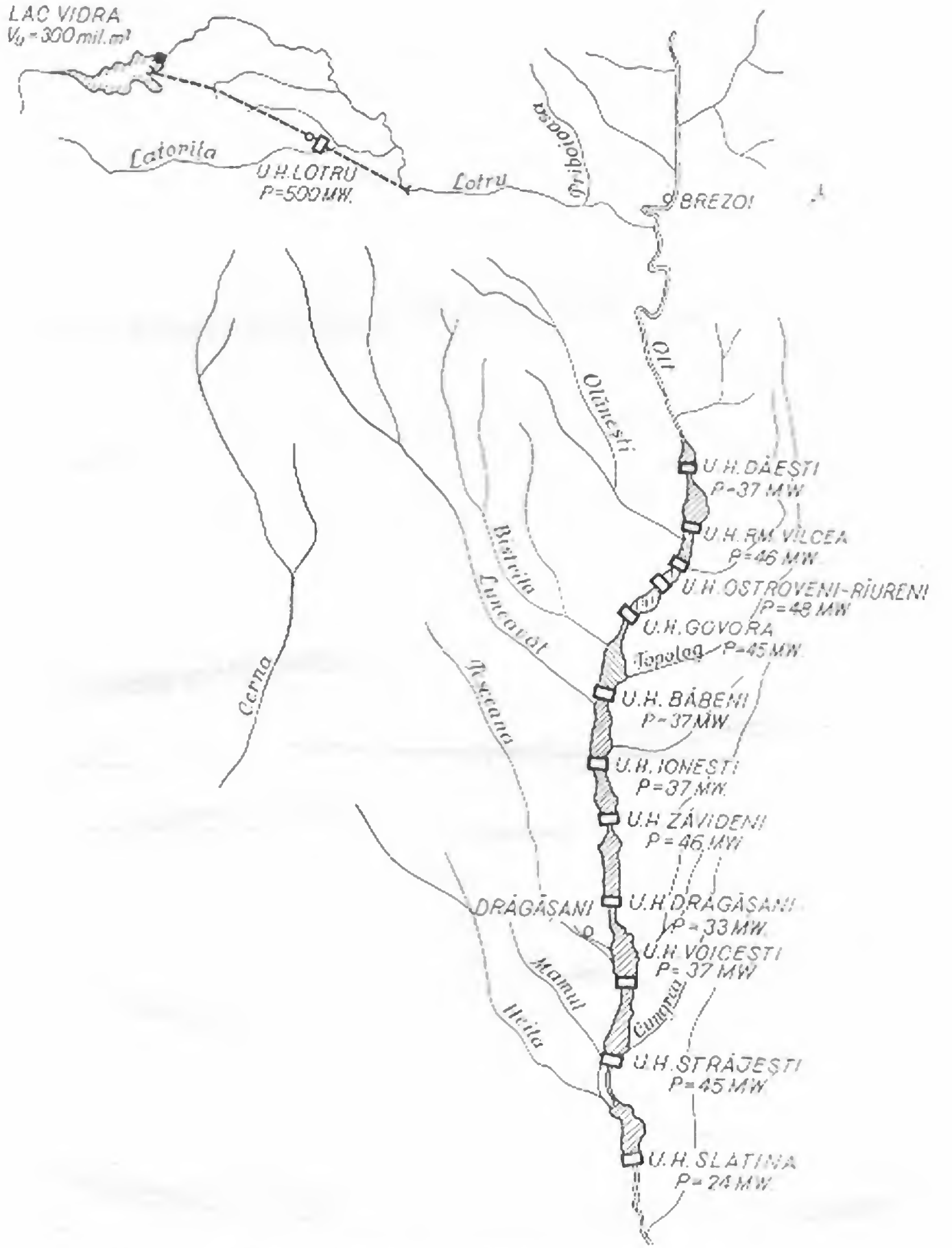


Fig. I-3. Schema de amenajare a riului Olt.

Volumul total al lacurilor de acumulare prevăzute în sectorul Dăești—Dunăre va fi de 360 mil. m³, permițînd irigarea unei suprafețe de 820 000 ha.

Asigurînd debite mai mari decît în regim natural, cascada va putea furniza debite pentru alimentări cu apă industrială și potabilă, după cum, prin adîncirea șenalelor, se va dezvolta navigația comercială și de agrement.

Altă folosință avută în vedere la stabilirea schemei de amenajare a fost protecția teritoriului împotriva viiturilor. Aceasta se va realiza prin îndiguirea zonelor amenajate și prin reținerea în lacurile de acumulare a unei părți din volumul viiturilor.

Amenajarea *Dunării*, de la intrarea în țară și pînă la vărsarea ei în mare, reprezintă cel mai grandios exemplu de folosire complexă a unui important curs de apă. Barajele care se vor construi în avalul celui de la Porțile de Fier, intrat în funcțiune în anul 1971, vor crea posibilitatea instalării unor uzine fluviale dintre cele mai mari din lume. Prin lacurile de acumulare, amenajate în trepte, se vor îmbunătăți considerabil condițiile de navigație și se vor crea posibilitățile irigării economice a unei mari părți din Cîmpia Română. Folosințele piscicole, de alimentări cu apă, stuficole, sportive, de agrement și de alte genuri, ocupă un loc important în cadrul acestei amenajări.

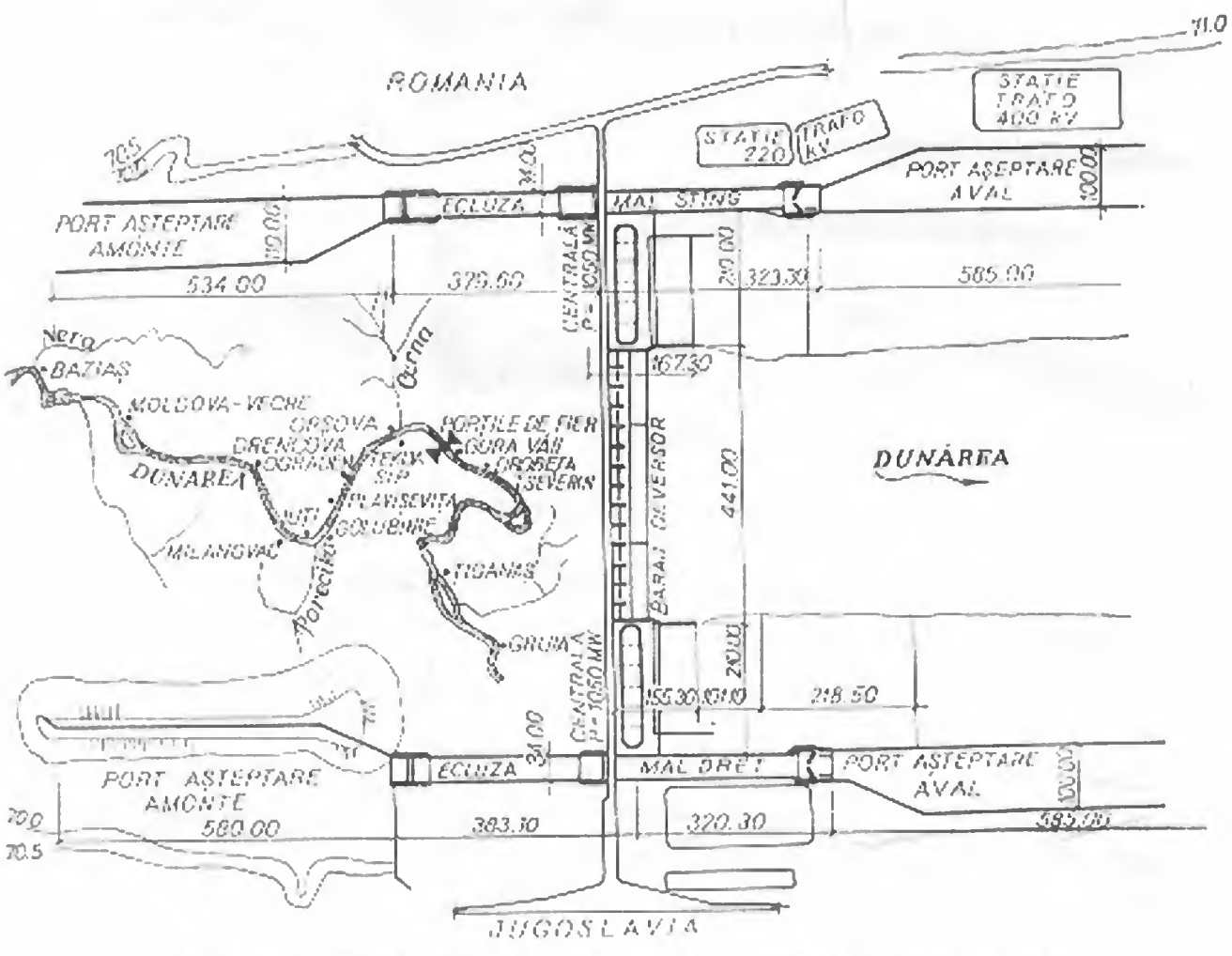


Fig. 1-4. Sistemul hidroenergetic și de navigație Porțile de Fier.

Sistemul hidroenergetic și de navigație Porțile de Fier [5], construit între anii 1964 și 1971 în colaborare cu R.S.F. Iugoslavia, cuprinde, într-o dispoziție simetrică față de axul rîului (fig. 1-4):

— barajul deversor central, cu o înălțime constructivă de 60 m și o lungime de 441 m; el este prevăzut cu 14 deschideri de cîte 25 m, separate prin pile de 7 m grosime; evacuarea apelor se face prin manevrarea unor stavile plane duble, de 14,3 m înălțime;

— două centrale hidroelectrice, care pe cîte un front de 210 m au instalate 6 grupuri turbo-generatoare, cu turbine Kaplan de 175 MW fiecare;

— două ecluze în două trepte, care au lungimea fiecărui sas de 310 m, lărgimea de 34 m și adîncimea peste prag de 4,5 m; ele permit ecluzarea unui convoi de 9 șlepuri de cîte 1 200 t cu remorcher.

De la intrarea în țară și pînă la Porțile de Fier, pe o lungime de 107 km, Dunărea dispune de o cădere de 34 m, la un debit modul de 5 520 m^3/s (stația hidrometrică Orșova). La un debit total instalat de 8 610 m^3/s și la o cădere instalată de 27,16 m corespunde o putere de 2 100 MW și o producție de energie de peste 10 miliarde kWh.

Din punctul de vedere al navigației, amenajarea asigură tranzitul a 50 mil. tone anual, față de cele 10 mil. tone posibile în regim nebarat.

§ 2. HIDROTEHNICA ȘI CONSTRUCȚIILE HIDROTEHNICE

7. Definiții

Disciplina care se ocupă cu studiul diferitelor amenajări ale resurselor de apă, al metodelor de combatere a efectelor ei distructive, al construcțiilor, echipamentelor și al instalațiilor prin care se realizează aceste scopuri, poartă denumirea de *hidrotehnică*.

Construcțiile inginerești care fac parte integrantă din amenajările hidrotehnice, alături de alte construcții, echipamente și instalații cu caracter mecanic sau electric, poartă denumirea de *construcții hidrotehnice*. În raport cu celelalte tipuri de construcții, acestea sînt caracterizate de elementele arătate în continuare.

8. Acțiunea apei asupra construcțiilor hidrotehnice

Construcțiile hidrotehnice se deosebesc de celelalte construcții inginerești prin faptul că sînt supuse, pe lîngă acțiunile și solicitările obișnuite, la acțiunea apei. Aceasta se manifestă sub formă mecanică, fizico-chimică și biologică.

Acțiunea mecanică a apei se manifestă sub formă de presiune hidrostatică și de presiune hidrodinamică. Presiunea hidrostatică este exercitată asupra corpurilor cu care se găsește în contact apa în repaus. Ea reprezintă în cele mai multe cazuri principala solicitare, mărimea ei determinînd forma, dimensiunile și alcătuirea unei construcții. Presiunea hidrodinamică este exercitată de apa în mișcare asupra ele-

mentelor cu care se găsește în contact. Evaluarea ei este mai dificilă, iar efectele ei, mai ales în cazurile în care ea are caracter variabil, mai greu de prevăzut și de stăpînit. Acțiuni dinamice se întîlnesc la funcționarea stavilelor mobile, a descărcătorilor de ape de diverse tipuri, a disipatorilor de energie, a prizelor de apă, a aducțiunilor de diverse tipuri, a camerelor de echilibru, a conductelor și galeriilor forțate, a centralelor, a canalelor și galeriilor de fugă. Apele care se infiltrează prin corpul și terenul de fundație al barajelor, valurile, ca și suprapresiunile provocate de undele seismice, exercită de asemenea acțiuni dinamice.

Acțiunea fizică a apei, mai ales a celei în mișcare, se manifestă prin erodarea suprafețelor cu care vine în contact, prin spălarea și degradarea betoanelor, prin antrenarea particulelor componente ale materialelor necoezive, prin degradarea terenurilor de fundație. O serie de măsuri constructive, uneori destul de costisitoare, vin în întîmpinarea acestor fenomene, prin mărirea durabilității betoanelor, prin consolidarea terenurilor sau prin drenarea lor.

Acțiunea chimică este exercitată de apele agresive acumulate în lacuri, care parcurg apoi întreaga schemă de amenajare, pînă la punctul de restituție, sau de apele exterioare care își croiesc drum spre elementele constructive ale ansamblului unei uzine hidroelectrice. Degradarea betonului ca urmare a fenomenelor de coroziune poate fi provocată de diverse substanțe cum ar fi: apa cu duritate redusă, apa cu bioxid de carbon, săruri de amoniu, săruri de magneziu, soluții de sulfați solubili, soluții de acizi organici, grăsimi, uleiuri etc.

Acțiunea biologică a apei asupra betonului și asupra altor materiale de construcție, cum ar fi metalul și lemnul, este exercitată prin intermediul algelor, bacteriilor, ciupercilor și al mușchilor. Coroziunea se produce fie din cauza secrețiilor lor cu caracter acid, fie din cauza produselor lor de descompunere.

9. Condițiile de execuție

Amenajările hidrotehnice comportă de obicei cantități mari de lucrări. Volumele de terasamente și excavații se ridică la sute de mii sau milioane de metri cubi, cele de betoane turnate în corpul barajelor de asemenea. Excavațiile și betonările în subteran pentru galerii și puțuri, sau pentru cavernele centralelor, se extind pe zeci de kilometri și comportă sute de mii de metri cubi. În aceeași măsură de extinse sînt lucrările de terasamente și de căptușire cu plăci de beton ale canalelor de aducțiune și de fugă.

Lucrările de forare și de injectare a terenurilor de fundație cu suspensii de ciment, în vederea consolidării și impermeabilizării lor, totalizează la o amenajare zeci de mii de metri liniari.

În cazul uzinelor hidroelectrice, echipamentele hidromecanice, mecanice și electrice se ridică la mii sau zeci de mii de tone.

La uzina hidroelectrică „*Gh. Gheorghiu-Dej*" — *Argeș* [4] principalele cantități de lucrări au fost:

— săpături la suprafață	850 000 m³
— săpături în subteran	950 000 m³
— betoane	1 000 000 m³
— echipamente electro-mecanice	7 200 t.

La amenajarea de la *Porțile de Fier* [5] principalele cantități de lucrări au fost:

— săpături în aluviuni	4 900 000	m^3
— săpături în stîncă	7 420 000	m^3
— umpluturi	3 810 000	m^3
— betoane	3 160 000	m^3
— armături și construcții metalice	167 000	t
— echipamente electro-mecanice	68 600	t.

Construcția barajului cu contraforți de la *Poiana Uzului*, înalt de 80 m, a comportat turnarea a 700 000 m^3 beton, un volum de terasamente de 500 000 m^3 și o lungime de foraje injectate de 70 000 m.

Construcția barajului de anrocamente *Vidra-Lotru*, înalt de 121 m, a comportat punerea în operă a 2 660 000 m^3 anrocamente, 470 000 m^3 argilă și 420 000 m^3 pietriș și nisip.

Durata de execuție a acestor lucrări fiind în general scurtă, de ordinul a cîțiva ani, ele necesită o mecanizare intensă a lucrărilor de masă. În prezent, mașinile, utilajele și instalațiile de construcții disponibile în țară, ca și mijloacele de transport moderne, permit realizarea unor ritmuri de execuție la nivel mondial. Pe șantierele din țara noastră se pot turna zilnic mii de metri cubi de beton, se pot pune în operă mii și zeci de mii de metri cubi de pămînt și piatră, se pot fora și injecta zeci de metri liniari, se pot căptuși sute de metri pătrați de taluzuri sau se pot excava în galerii zeci de metri liniari. Toate aceste realizări se bazează pe puternice și complexe organizări de șantier.

O categorie importantă de construcții hidrotehnice se execută în albiile riurilor, în incinte închise de batardouri. Lucrările de punere la uscat sînt costisitoare, iar execuția fundațiilor cu epuismente este dificilă și pretențioasă. Cînd debitul rîului depășește debitul de construcție, admis convențional, apare pericolul inundării șantierului. În aceste condiții lucrările executate pot fi distruse parțial sau total, ca și instalațiile și utilajele care se găsesc în interiorul incintei.

10. Influența construcțiilor hidrotehnice asupra regiunilor învecinate

În afară de asigurarea folosințelor pentru care au fost executate, construcțiile și amenajările hidrotehnice exercită de multe ori o influență importantă asupra regiunilor învecinate; astfel, prin construcția barajelor se creează lacuri de acumulare care inundă mari suprafețe. În afară de faptul că se pierd întinse terenuri agricole, pășuni, păduri sau alte exploatări, sînt uneori necesare strămutări de sate și orașe, de instalații industriale, de drumuri și căi ferate cu anexele lor.

Remuul provocat prin barare se extinde pe mulți kilometri în amonte. Pentru evitarea pagubelor provocate de revărsări se construiesc lucrări de îndiguire, sau se exploatează astfel evacuatorii încît acest pericol să fie înlăturat. Cel mai edificator exemplu din acest punct de vedere îl constituie amenajarea de la Porțile de Fier a cărei influență se resimte la o distanță de peste 100 km în amonte. Și celelalte trepte care se vor construi pe Dunăre în aval vor pune probleme similare.

Odată cu ridicarea nivelului în lacul de acumulare sau de derivație și în canalele de aducțiune sau de fugă, se modifică regimul apelor subterane din regiune. Acest

fenomen are repercusiuni importante asupra aglomerărilor umane și industriale, asupra instalațiilor de captare de apă și canalizare, precum și asupra faunei și florei locale.

O experiență regretabilă, care ilustrează această caracteristică, este catastrofa de la *Vaiont — Italia*, produsă în ziua de 9 octombrie 1963 [6]. Prin intrarea în funcțiune în anul 1960 a barajului Vaiont, înalt de 262 m, versanții lacului de acumulare au fost supuși acțiunii apei și variațiilor ei de nivel. Mai sensibile la acest fenomen au fost depozitele de pămînt și argilă care îmbrăcau muntele Toc, situat pe versantul stîng. În urma unor ploi puternice, aceste mase, evaluate la peste 200 mil. m³, au alunecat de-a lungul unei întinse suprafețe stîncoase în lacul de acumulare. Apa din lac a fost împinsă spre versantul drept, deversînd apoi peste coronamentul barajului, cu o lamă de 200 m înălțime maximă. Unda provocată pe torentul Vaiont și apoi pe valea rîului Piave a provocat imense pierderi materiale și umane.

11. Avariile construcțiilor hidrotehnice

Marile baraje rețin în lacurile de acumulare cantități considerabile de apă, de ordinul milioanelor sau miliardelor de metri cubi. În cazul cedării parțiale sau totale a unui baraj, aceste cantități se scurg spre aval cu viteze și adîncimi mari, distrugînd totul în calea lor. Pe lîngă pagubele materiale se produc de cele mai multe ori și pierderi de vieți omenești. Refacerea lucrărilor și a bunurilor distruse durează mulți ani, iar pagubele totalizează de cele mai multe ori sume cu mult mai mari decît valoarea construcției care a cedat.

Prăbușirea barajului *Malpasset* ($H = 66$ m), construit în sudul Franței în perioada 1952—1954, ilustrează cu prisosință cele arătate mai sus [7]. Catastrofa s-a produs în seara zilei de 2 decembrie 1959, ca urmare a creșterii bruște a nivelului apei, după o perioadă de ploi intense. Imediat după rupere, ale cărei cauze se vor vedea mai departe, a apărut pe vale un val de apă de mică înălțime, urmat de altul mult mai înalt și mai rapid. Pagubele materiale au fost considerabile, iar numărul de morți a depășit cifra de 400.

Distrugeri de baraje pot fi provocate și în timp de război, așa cum s-a întîmplat cu barajele *Moehne* ($H = 40$ m) și *Eder* ($H = 48$ m) din Germania [8]. Atacurile aeriene din 17 mai 1943 au provocat în corpul lor rupturi importante, prin care au deversat apele acumulate cu un debit maxim inițial de peste 8500 m³/s. Undele de viitură și stricăciunile s-au manifestat în aval pe distanțe de zeci de kilometri. În primul caz, pe lîngă distrugerile de localități, industrii, drumuri, căi ferate, poduri, instalații de alimentări cu apă etc., și-au pierdut viața peste 1200 persoane.

Pentru a evita consecințele grave ale avariilor care se produc independent de voința oamenilor, sînt necesare măsuri care se referă la toate etapele care concură la realizarea unui baraj. Cu atenție maximă trebuie urmărite și interpretate condițiile geologice, hidrologice și morfologice ale amplasamentelor, după cum cu rigurozitate și precizie trebuie conduse calculele și munca de proiectare.

De adaptările proiectului la teren precum și de calitatea și acuratețea execuției depinde comportarea ulterioară a lucrării în exploatare și deci siguranța ei. Supravegherea principalilor parametri în exploatare, prin aparate de măsură și control,

furnizează elementele care confirmă funcţionarea normală sau care semnalează fenomenele care reclamă starea de alarmă.

Măsuri corespunzătoare trebuie luate şi pentru cazul avariilor provocate în mod intenţionat, cum ar fi cele care se produc în timp de război. În aceste situaţii, studiile de inundabilitate ale teritoriilor din aval, în diverse ipoteze, ca şi evaluarea pagubelor care s-ar putea produce, determină în cele din urmă amplasamentele diverselor aglomerări sociale şi industriale, ca şi măsurile de protecţie ale celor existente.

Avertizarea populaţiei şi instruirea ei pentru asemenea situaţii joacă un rol important în acţiunea de apărare împotriva viiturilor provocate prin distrugerea barajelor.

De avarii mai mult sau mai puţin grave nu sînt scutite nici celelalte obiecte componente ale unei amenajări hidroelectrice. Practica consemnează numeroase accidente la aducţiuni de diverse tipuri, la camere de încărcare, la conducte forţate sau la centrale aeriene şi subterane. În afară de pagubele produse direct, numai ieşirea din funcţiune a amenajării totalizează pierderi de energie al căror echivalent economic este de cele mai multe ori considerabil.

12. Caracterul original al construcţiilor hidrotehnice

În toate etapele de realizare ale unei amenajări hidrotehnice şi în special ale unei uzine hidroelectrice, se urmăreşte înscrierea în condiţii optime a amenajării în cadrul natural.

Studiul condiţiilor naturale, geologice, hidrologice şi topografice întîlneşte în permanenţă situaţii noi care reclamă, pe lîngă aparatura şi utilajele mereu îmbunătăţite, o metodologie adecvată şi o capacitate de interpretare bazată pe o largă experienţă.

În activitatea de concepţie şi proiectare, elementele fundamentale mereu schimbate ale amplasamentelor conduc la examinarea unor soluţii noi, care se impun a fi mai sigure şi mai economice decît cele adoptate în trecut. Date fiind cantităţile mari de lucrări pe care le comportă amenajările hidrotehnice, dezideratul amintit nu poate fi realizat decît prin studierea mai multor variante. Alegerea soluţiei finale se face luînd în considerare toate aspectele, printre care, în afară de cel pur economic, un rol important îl joacă posibilităţile de execuţie şi de etapizare ale lucrărilor, cheltuielile privind întreţinerea şi reparaţiile, continuitatea şi siguranţa în exploatare.

Deşi într-un stadiu avansat, metodele de calcul nu reuşesc să rezolve cu rigurozitate toate problemele care apar. Un aport deosebit în acest domeniu este adus de metodele numerice, care, folosind maşini electronice de calcul, au creat noi posibilităţi de investigare. Parte integrantă din procesul de proiectare fac încercările pe modele hidraulice şi structurale, care completează şi verifică cu succes rezultatele obţinute prin calcul.

Supravegherea comportării în exploatare a construcţiilor hidrotehnice, prin observaţii şi măsurători sistematice, furnizează elemente interesante privind starea de efort şi deformaţie a lucrărilor. Pe lîngă confirmarea ipotezelor avute în vedere

la întocmirea proiectelor, adeseori apar elemente care corectează unele valori numerice admise sau semnalează fenomene care nu puteau fi prevăzute.

De toate aceste aspecte beneficiază apoi cercetarea științifică din acest domeniu, care, preluînd problemele și rezolvîndu-le, își aduce la rîndul ei contribuția, fără de care nici un progres nu ar fi posibil.

§ 3. CLASIFICAREA CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE

13. Clasificarea după rol și specific

După rolul pe care îl îndeplinesc în cadrul amenajărilor hidrotehnice, construcțiile hidrotehnice se împart în două mari categorii:

— *construcții generale*, care se aplică în mai multe sau în toate ramurile economiei apelor;

— *construcții speciale*, care se aplică într-o singură ramură a economiei apelor și sînt specifice folosinței acesteia.

Dintre *construcțiile hidrotehnice generale* fac parte:

— *construcțiile de retenție*, care barează un curs de apă și reține volume mari de apă în scopul regularizării debitelor: barajele de toate tipurile, digurile;

— *construcțiile de derivație*, care barează un curs de apă și îi ridică nivelul în scopul asigurării posibilității de abatere sau derivare a unor debite pe aducțiuni; acestea sînt stăvilarele cu părțile lor fixe și mobile;

— *construcțiile de regularizare*, care au ca scop dirijarea cursurilor de apă, regularizarea regimului de scurgere în albii și protecția albiilor și malurilor de acțiunea distructivă a apei: digurile pentru dirijarea și devierea cursurilor de apă, construcțiile de consolidare a malurilor și fundului albiilor, construcțiile pentru reținerea depunerilor;

— *construcțiile de descărcare*, care au rolul de a evacua apele din lacurile de acumulare sau derivație, din canale, din camerele de apă;

— *construcțiile pentru captarea apei*, care au rolul de a capta apa dintr-un curs de apă sau lac, natural sau artificial, în cantitatea necesară și a o dirija spre aducțiune;

— *construcțiile de aducțiune*, care au ca scop asigurarea transportului unei cantități de apă de la un punct la altul: canalele, conductele, galeriile hidrotehnice.

Dintre *construcțiile hidrotehnice speciale* fac parte:

— *construcțiile hidroenergetice*, care se execută în scopul folosirii energiei apei din rîuri, lacuri și mări: camerele de echilibru, conductele și galeriile forțate, centralele hidroelectrice cu anexele lor, canalele și galeriile de fugă;

— *construcțiile hidroameliorative*, care se execută pentru irigarea și desecarea terenurilor, pentru îndiguiri, pentru aprovizionarea cu apă a teritoriului: instalații de captare, bazine de decantare, rețele de irigații și desecare, colectoare, drenaje;

— *construcțiile pentru căi interioare de transport pe apă*, care asigură navigația: canale, ecluze, ascensoare de vase, debarcadere, cheiuri portuare, docuri;

— *construcțiile portuare* situate pe căi interioare de navigație și porturile maritime;

— *construcțiile pentru alimentări cu apă și canalizări:* prize speciale, instalații pentru îmbunătățirea calităților apei, stații de pompare, rețele de distribuție, rețele de colectare, instalații de epurare;

— *construcțiile pentru amenajări piscicole și stuficole:* iazuri, eleștee;

— *construcțiile aferente căilor de comunicații terestre:* traversări peste cursuri de apă, apărări de drumuri și căi ferate;

— *construcțiile pentru folosințe diverse:* amenajări sportive, de agrement, sanitare etc.

14. Clasificarea după importanță

În activitatea de concepție și proiectare a construcțiilor hidrotehnice este necesară o clasificare bazată în mod deosebit pe importanța lor economică și socială. Pe această cale se pot stabili debitele de calcul și verificare pentru diferitele amenajări, sau coeficienți de siguranță pentru rezistența și stabilitatea lucrărilor.

După *STAS 4273-61* construcțiile hidrotehnice se împart în cinci clase:

— *clasa I*, construcții de importanță deosebită;

— *clasa II*, construcții de importanță mare;

— *clasa III*, construcții de importanță mijlocie;

— *clasa IV*, construcții de importanță redusă;

— *clasa V*, construcții de importanță foarte redusă.

Clasa construcțiilor se determină în funcție de capacitatea lor de producție, de durata de funcționare și de însemnătatea funcțională în cadrul amenajării.

După capacitatea de producție amenajările hidroenergetice, spre exemplu, se împart în patru categorii, funcție de mărimea puterii instalate (tabelul 1—1).

Pentru alte grupe de construcții hidrotehnice clasificarea funcție de capacitatea de producție este cuprinsă în standardul menționat.

TABELUL 1-1

Puterea instalată (kW)	Categoria
peste 250 000	1
250 000— 50 000	2
50 000—5 000	3
sub 5 000	4

După durata de funcționare, construcțiile hidrotehnice se împart în:

— *construcții permanente*, care se proiectează pentru o durată de exploatare egală cu durata lor de existență;

— *construcții provizorii*, care se proiectează pentru o durată de exploatare mai mică decît durata lor de existență, precum și lucrările provizorii din perioada de construcție a lucrărilor de bază.

După însemnătatea funcțională a lucrărilor în cadrul amenajării, construcțiile hidrotehnice se împart în:

— *construcții principale*, care în caz de distrugere parțială sau totală ar provoca fie scoaterea din funcțiune a unității de producție, fie micșorarea considerabilă a capacității de producție, fie reducerea funcției de apărare a localităților;

— *construcții secundare*, care în caz de distrugere parțială sau totală nu atrag după ele efecte de natura celor menționate mai înainte.

Funcție de categoria construcțiilor, de durata lor de funcționare și de însemnătatea lor funcțională, clasa se stabilește conform tabelului 1—2.

TABELUL 1-2

Grupa de construcții		Categoria de construcții			
		1	2	3	4
Permanente	Principale	I	II	III	IV
	Secundare	III	III	IV	IV
Provizorii	Principale	III	III	IV	IV
	Secundare	IV	IV	IV	V

Încadrarea construcțiilor hidrotehnice într-o clasă imediat superioară sau inferioară se admite numai pe baza unei justificări temeinice. Această operație se efectuează de către organele de proiectare și se aprobă de către forul tutelar al beneficiarului.

În perioada actuală, clasificarea construcțiilor hidrotehnice după clase de importanță, în funcție de criteriile arătate, este considerată mai puțin corespunzătoare. Principala critică ce i se aduce constă în faptul că această încadrare, deși are însemnate consecințe economice și sociale, se bazează pe un număr limitat de parametri. Ea nu comportă o comparație aprofundată între cheltuielile de investiție și de exploatare ale lucrărilor, pe de o parte, și pagubele care rezultă prin distrugerea lucrărilor, pe de altă parte.

Ca urmare, în prezent există preocupări intense pentru îmbunătățirea acestor reglementări, urmărindu-se în special:

— stabilirea, pentru lucrările importante, prin metode moderne de analiză economică, a debitelor sau nivelurilor la care trebuie calculate construcțiile hidrotehnice pentru a fi protejate împotriva apelor mari;

— menținerea împărțirii în clase de importanță numai pentru lucrările de însemnătate mai redusă, aducîndu-se îmbunătățiri privind numărul de clase, valorile limită între clase, criteriile de încadrare într-o clasă superioară sau inferioară etc.

§ 4. SCHEMELE AMENAJĂRILOR HIDROENERGETICE

15. Formele energiei hidraulice

Orice picătură de apă situată deasupra unui anumit nivel reprezintă o sursă de energie hidraulică. În natură, diferența de nivel sau căderea H poate exista între două secțiuni succesive ale unui curs de apă obișnuit (fig. 1—5, *a*), la o cascadă (fig. 1—5, *b*), sau între rîuri și lacuri situate la cote diferite (fig. 1—5, *c*).

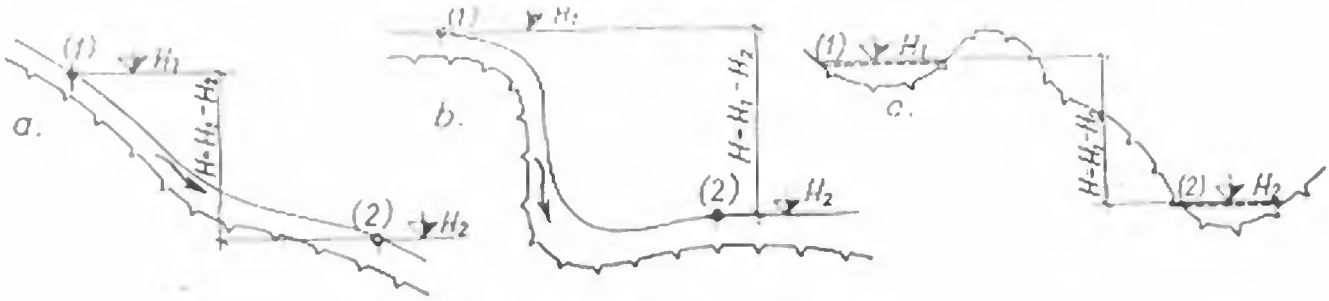


Fig. 1-5. Formele energiei hidraulice:
a — sectorul unui rîu obișnuit; *b* — cascadă; *c* — rîuri sau lacuri denivelate.

Uneori diferența de nivel se realizează pe cale artificială, pompînd o cantitate de apă de la un nivel inferior (dintr-un rîu spre exemplu) la un nivel superior (lac de acumulare sau rezervor). De obicei, pomparea se efectuează în orele de gol ale unui sistem energetic, iar recuperarea energiei acumulate se face în perioadele de vîrf de sarcină.

În afară de energia cursurilor de apă, energia hidraulică este disponibilă în natură și sub forma oscilațiilor periodice ale mareelor sau sub forma valurilor și a curenților marini. Dintre aceste forme s-au găsit pînă în prezent posibilități de utilizare practică numai pentru energia mareelor. Prima amenajare mai importantă de acest tip este uzina mareemotrice Rance din Franța, intrată în funcțiune în anul 1966.

Resursele de energie ale cursurilor de apă au fost utilizate încă din antichitate în scopul producerii de energie mecanică pentru mori, irigații etc. La începutul secolului XX a fost inițiată amenajarea în ritm susținut a potențialului hidroenergetic pentru producerea de energie electrică. În perioada actuală, folosirea energiei cursurilor de apă a atins un grad înalt de dezvoltare tehnică și economică aproape în toate țările lumii.

16. Tipurile principale de amenajări hidroelectrice

Energia hidraulică naturală este distribuită destul de neuniform de-a lungul cursurilor de apă. Ea se transformă în cea mai mare parte în energie termică pentru învingerea rezistențelor pe care le opune mișcării patul neregulat al rîurilor. Restul energiei se consumă prin acțiunea de erodare a albiei și a versanților.

Scopul amenajărilor hidroelectrice este de a înlătura într-o măsură cît mai mare pierderile de energie și de a concentra căderile disponibile pe sectoare scurte, în vederea producerii de energie electrică.

Crearea unei căderi concentrate pe un curs de apă se poate realiza pe mai multe căi:

— prin construirea unui baraj care ridică nivelul apei și mărește secțiunea de curgere pe o anumită distanță în amonte (fig. 1—6, *a*);

— prin derivarea apei din albia cursului de apă într-o aducțiune cu pantă redusă, care asigură condiții de curgere mai favorabile (fig. 1—6, *b*);

— printr-o dispoziție mixtă de ridicare a nivelului și derivare a apei (fig. 1—6, *c* și 1—6, *d*).

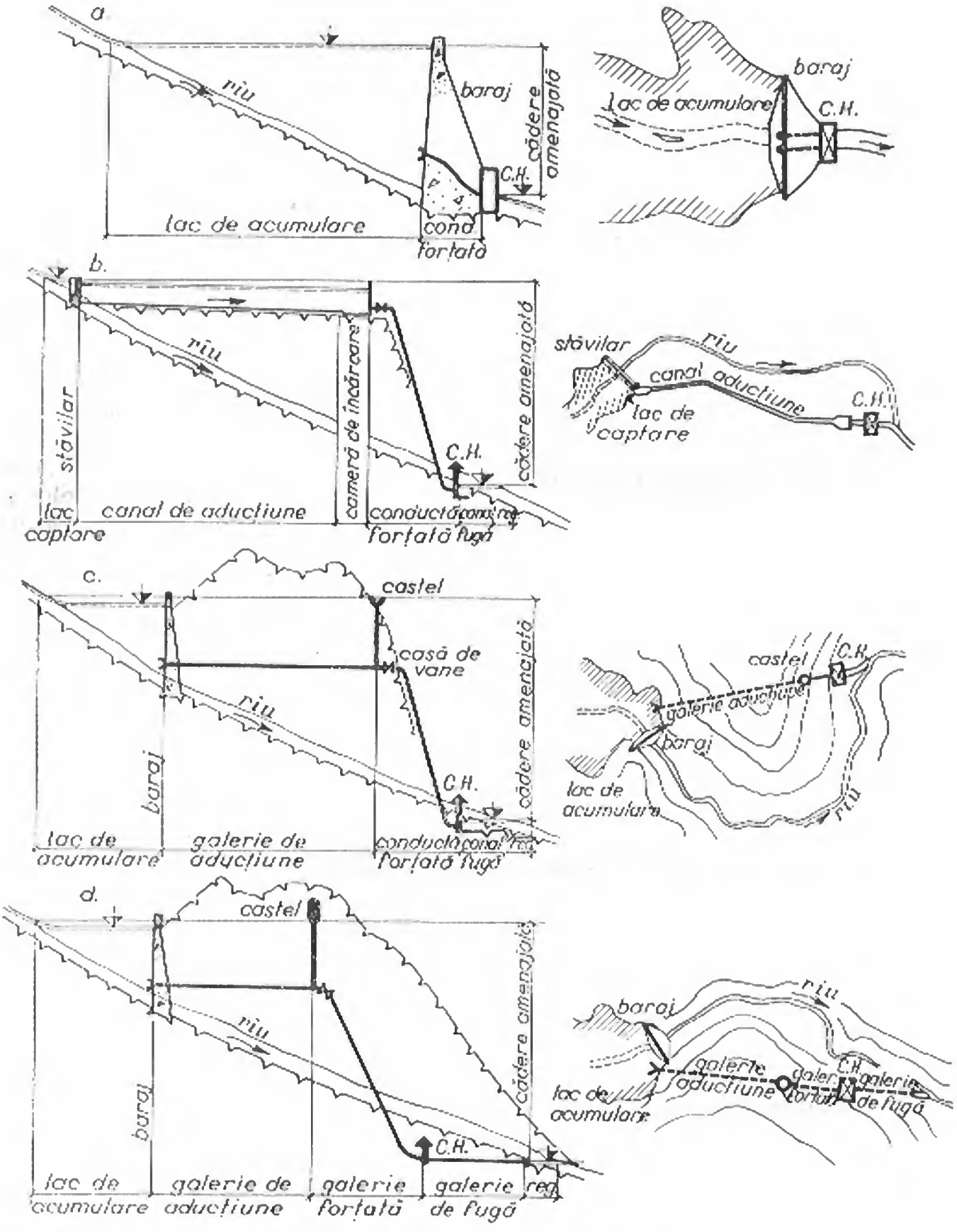


Fig. 1-6. Scheme de amenajări:

a — uzină baraj; b — uzină de derivație; c — uzină mixtă, cu baraj și derivație; d — uzină mixtă, subterană.

Ţinînd seama de posibilităţile de concentrare a căderii, se deosebesc trei tipuri principale de amenajări hidroelectrice:

— *amenajări uzină-baraj* (fig. 1—6, *a*), cînd centrala este dispusă în imediata apropiere a barajului şi întreaga cădere este realizată numai prin intermediul acestuia;

— *amenajări de derivaţie* (fig. 1—6, *b*), cînd centrala este dispusă la capătul aval al unei derivaţii şi foloseşte căderea obţinută prin reducerea pantei de curgere prin această derivaţie;

— *amenajări mixte*, cu baraj şi derivaţie, cînd centrala foloseşte căderea obţinută atît prin construcţia barajului cît şi prin aceea a derivaţiei; schema din figura 1—6, *c* reprezintă o soluţie clasică, cu centrala situată la zi, iar schema din figura 1—6, *d* reprezintă o soluţie tot mai des întîlnită, cu centrala situată în subteran.

De remarcat că prin denumirea de *uzină hidroelectrică* (prescurtat U.H.) se înţelege totalitatea lucrărilor constructive şi a echipamentelor care alcătuiesc o amenajare hidroelectrică, de la captare şi pînă la punctul de restituţie a apelor turbinate.

Prin *centrală hidroelectrică* (prescurtat C.H.) se înţelege construcţia care în principal adăposteşte vanele de admisie, turbinele, generatoarele, gospodăriile anexe, camera de comandă etc.

Pentru amenajările hidroelectrice de pompare se deosebesc trei tipuri principale:

— *uzine de pompare pure*, la care acumularea se realizează prin pomparea apei într-un rezervor superior, fără un aport natural de debit;

— *uzine de pompare mixte*, la care acumularea prin pompare este combinată cu amenajarea hidroelectrică a unui curs de apă;

— *staţii de pompare* pentru captarea şi introducerea în schemă a debitelor unor cursuri de apă, situate la un nivel inferior celui corespunzător captării principale.

17. Evaluarea energiei şi puterii hidraulice

Evaluarea energiei. Dacă un volum de apă V (m^3), cu greutatea specifică $\gamma = 1\,000$ kg/m^3, se găseşte la înălţimea H (m) deasupra unui nivel dat (fig. 1—7), el posedă o energie teoretică-brută exprimată prin relaţia:

$$E_{br} = \gamma VH = 1\,000\,VH \text{ [kgm]}. \qquad (1)$$

La golirea unui lac de acumulare cu un volum util V (m^3) şi o cădere H_G(m) faţă de centrul său de greutate, corespunde o energie brută de:

$$E_{br} = \frac{VH_G}{367} = 0{,}00272\,VH_G \text{ [kWh]}, \qquad (2)$$

sau, admiţînd un randament total $\eta = 0{,}73$, o energie netă

$$E_n = \eta E_{br} = \frac{2}{1\,000}\,VH_G \text{ [kWh]}. \qquad (3)$$

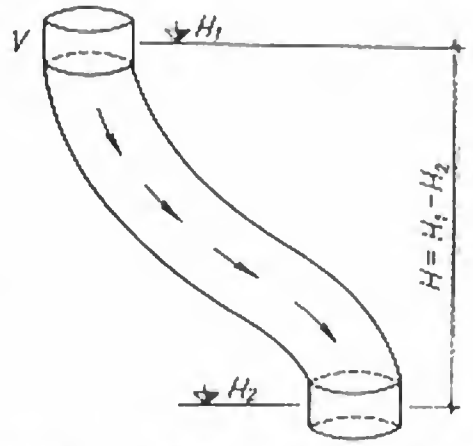


Fig. 1-7. Căderea unui volum V pe diferenţa de nivel H.

Evaluarea puterii. Dacă volumul V parcurge diferența de nivel H cu o viteză uniformă în timpul t (s), puterea hidraulică brută dezvoltată este:

$$P_{br} = \frac{E_{br}}{t} = \frac{\gamma V H}{t} = \gamma Q H = 1\,000\, Q H \text{ [kgm/s]}, \tag{4}$$

deoarece volumul scurs în unitatea de timp reprezintă debitul: $V/t = Q$ (m³/s).

Ținînd seama că 1 CP = 75 kgm/s și că 1 kW = 102 kgm/s, expresia puterii brute (4) devine:

$$P_{br} = \frac{1\,000}{75} Q H = 13{,}33\, Q H \text{ [CP]}, \tag{5}$$

$$P_{br} = \frac{1\,000}{102} Q H = 9{,}81\, Q H \text{ [kW]}. \tag{6}$$

Puterea netă se obține înmulțind formulele (5) și (6) cu randamentul total al amenajării $\eta = \eta_h \eta_t \eta_g \eta_{tr}$,
în care:

η_h — randamentul hidraulic, care rezultă din raportul între căderea netă H_n și căderea brută la turbine

$$\frac{H_n}{H_{br}} = \frac{H_{br} - \Sigma h_r}{H_{br}} = 1 - \frac{\Sigma h_r}{H_{br}},$$

η_t — randamentul turbinei,

η_g — randamentul generatorului,

η_{tr} — randamentul transformatorului.

Aceste randamente variază în raport cu puterea unității, cu sarcina, cu tipul mașinii, cu gradul de uzură etc.

Admițînd spre exemplu un randament total $\eta = 0{,}73$, puterea netă la ieșirea din transformator este:

$$P_n = 9{,}81\, \eta\, Q H = 7{,}20\, Q H \text{ [kW]}. \tag{7}$$

Unități de măsură. În hidroenergetică se întrebuințează frecvent următoarele unități de măsură:

— *pentru putere:*

1 CP = 75 kgm/s = 0,736 kW
1 kW = 102 kgm/s = 1,360 CP
1 tm/s = 13,33 CP = 9,81 kW
1 MW = 10^6 W = 10^3 kW (8)

— *pentru energie:*

1 CPh = 270 tm = 0,736 kWh
1 kWh = 367 tm = 1,360 CPh
1 tm = 0,00370 CPh = 0,00272 kWh
1 GWh = 10^3 MWh = 10^6 kWh = 10^9 Wh (9)

— *pentru timp :*

1 zi = 24 h = 86 400 s
1 lună = 720 h = 2 592 000 s (10)
1 an = 8760 h = 31 560 000 s

— *pentru capacităţi :*

1 milion m^3 = 1 hm^3 (11)
1 miliard m^3 = 1 km^3.

18. Elementele constructive ale amenajărilor hidroelectrice

În general, amenajările hidroelectrice sînt alcătuite din următoarele elemente constructive principale:

Barajele de derivaţie sau de acumulare, care au rolul de a ridica nivelul apei în măsura necesară pentru a putea fi derivată într-o aducţiune sau de a concentra căderea şi a acumula apele în vederea regularizării lor. Prima categorie de baraje se execută de obicei de înălţimi mici (sub 10 m); cea de a doua, de înălţimi care în prezent au atins 300 m.

Descărcătorii de ape evacuează apele mari şi reglează nivelurile în lac. Se realizează ca deversori de suprafaţă, situaţi pe baraje sau pe versanţi, deschideri sau orificii de fund, conducte şi galerii de golire. Sînt echipaţi cu instalaţiile hidromecanice aferente ca: stavile, vane, mecanisme de acţionare, şi prevăzuţi cu dispozitive de disipare a energiei.

Prizele de apă, dispuse în baraj sau pe malurile rîului barat, sînt destinate să asigure captarea debitelor şi conducerea lor în aducţiune. Prin intermediul lor se combate pătrunderea aluviunilor, a gheţurilor şi zaiului, a tuturor corpurilor şi impurităţilor reţinute de grătare.

Aducţiunile au rolul de a transporta debite de ordinul zecilor sau sutelor de m^3/s de la punctul de captare la camerele de echilibru. Uneori ele sînt combinate cu aducţiuni secundare care colectează şi transportă debite mai mici de la captările secundare în lacul de acumulare sau în aducţiunea principală. Aducţiunile îndeplinesc acest rol prin curgere cu nivel liber (canale de pămînt sau beton, galerii subterane) sau sub presiune (conducte metalice, de beton armat, galerii subterane).

Camerele de echilibru realizează legătura între aducţiuni şi conductele sau galeriile forţate. Ele au rolul de a limita suprapresiunile dinamice provocate de variaţiile de sarcină ale centralei, respectiv de a menţine echilibrul hidraulic din aducţiuni, la închideri şi deschideri ale vanelor. În cazul aducţiunilor cu nivel liber ele poartă denumirea de camere de încărcare, iar în cazul aducţiunilor sub presiune, de castele de echilibru.

Casele de vane, dispuse în general imediat în aval de camerele de echilibru, cuprind mecanismele de închidere şi deschidere a accesului apei spre centrală ca şi instalaţiile de aerisire şi control pentru conductele forţate.

Conductele sau galeriile forţate, cu unul sau mai multe fire, conduc apa de la camera de echilibru la centrală pe o diferenţă de nivel mare şi pe un traseu scurt în plan

Realizînd concentrarea căderii, ele au o pantă constructivă mare și sînt foarte solicitate static și dinamic. Vitezele de curgere în aceste conducte sînt în general mari, de ordinul mai multor metri pe secundă.

Centralele hidroelectrice cuprind clădirile sau camerele în care sînt instalate vanele de admisie, turbinele hidraulice, generatoarele electrice, mecanismele de reglare a sarcinii și a vitezei, stațiile electrice de conexiuni și transformare, instalațiile anexe și camerele de comandă.

Canalele sau galeriile de fugă conduc apele folosite de turbine spre punctele de restituție în cursurile de apă. În unele cazuri curgerea în galeriile de fugă se face sub presiune.

În schema unei amenajări hidroelectrice pot intra toate elementele constructive menționate; uneori o parte din aceste elemente lipsesc sau se substituie unul altuia, în funcție de condițiile naturale și schema adoptată. Așa spre exemplu, sînt schemele concentrate ale uzinelor-baraj, la care lipsesc aducțiunile, camerele de echilibru și casele de vane, sau schemele uzinelor fluviale la care clădirile centralelor joacă și rolul de baraje.

Instalațiile hidromecanice și cele electrice au o pondere însemnată în cadrul amenajărilor hidroelectrice. Tipurile și caracteristicile acestor instalații exercită o influență hotărîtoare asupra dispoziției generale, asupra formei și dimensiunilor părților constructive. O parte dintre instalațiile centralelor hidroelectrice ca turbinele de apă, generatoarele electrice, instalațiile anexe, sînt specifice acestor centrale, în timp ce stațiile de conexiune, camerele de comandă, transformatoarele, reprezintă echipamente și instalații utilizate și la alte tipuri de centrale sau stații electrice.

19. Scheme de amenajări hidroelectrice din România

În figura 1—8 se arată în elevație și în plan schemele uzinelor amenajate pe cursul superior al Ialomiței.

U. H. Dobrești, prima uzină de mare putere din țara noastră, a fost construită în anii 1928—1930 [9]. Uzina dispune de două captări principale, Scropoasa și Brătei. Aducțiunile respective se reunesc la castelul de apă, de unde, printr-o conductă forțată se face legătura cu centrala. Debitul total instalat $Q_i = 7$ m³/s asigură, sub o cădere brută de 312 m, o putere instalată în patru grupuri Pelton de 16 000 kW.

U. H. Moroeni, construită în anii 1949—1954, își captează apele prin stăvilarul construit pe Ialomița imediat în aval de centrala Dobrești [10]. Aducțiunea, realizată în totalitate sub forma unei galerii subterane de 4,76 km lungime, primește pe drum apele de la două captări secundare, Răteiul și Raciul. Conducta forțată traversează rîul Ialomița printr-o porțiune autoportantă, aducînd apele la centrala situată pe malul stîng. Debitul total instalat de 8,5 m³/s asigură, sub o cădere brută de 233 m, o putere instalată în două grupuri Pelton de 15 000 kW.

U. H. Sadu V, a fost construită în anii 1950—1955 [11] pe rîul Sadu — Sibiu (fig. 1—9). În perioada 1958—1961 amenajarea a fost completată prin construcția barajului arcuit Negovanu, înalt de 62 m. Galeria de aducțiune de 5,4 km lungime, preia pe parcurs și apele captării secundare Sădurel. O conductă forțată metalică

conduce debitul instalat de 5 m³/s la centrala echipată inițial cu două turbine Pelton, care totalizau 15 500 kW sub o cădere brută de 402 m. Ulterior, la cele două grupuri s-a adăugat un grup Francis de 10 500 kW, astfel încît puterea însumează în prezent 26 000 kW.

După realizarea marilor amenajări de pe Bistrița și de pe Argeș, ale căror scheme s-au prezentat mai înainte, concepții la fel de moderne și de eficiente din punct de vedere energo-economic au fost aplicate și la uzinele de pe Lotru și Someșul Cald.

U. H. Lotru, cu o putere instalată de 500 000 kW și o producție de energie de 900 mil. kWh/an, reprezintă cea mai mare uzină de pe rîurile interioare ale țării [12]. Centrala utilizează potențialul hidraulic al rîului Lotru și al rîurilor învecinate, pe o diferență de nivel de 809 m.

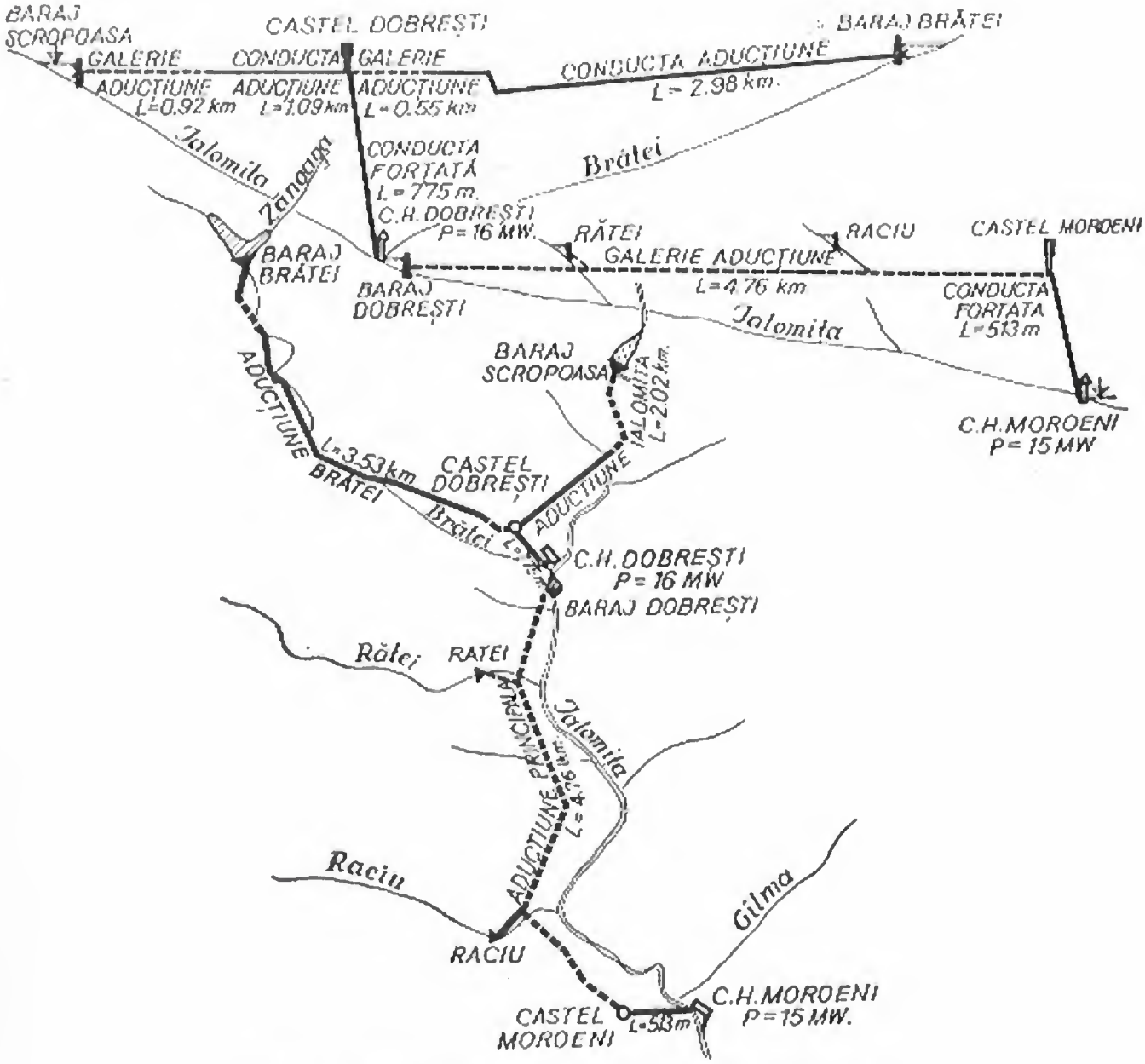


Fig. 1-8. Schema de amenajare a rîului Ialomița.

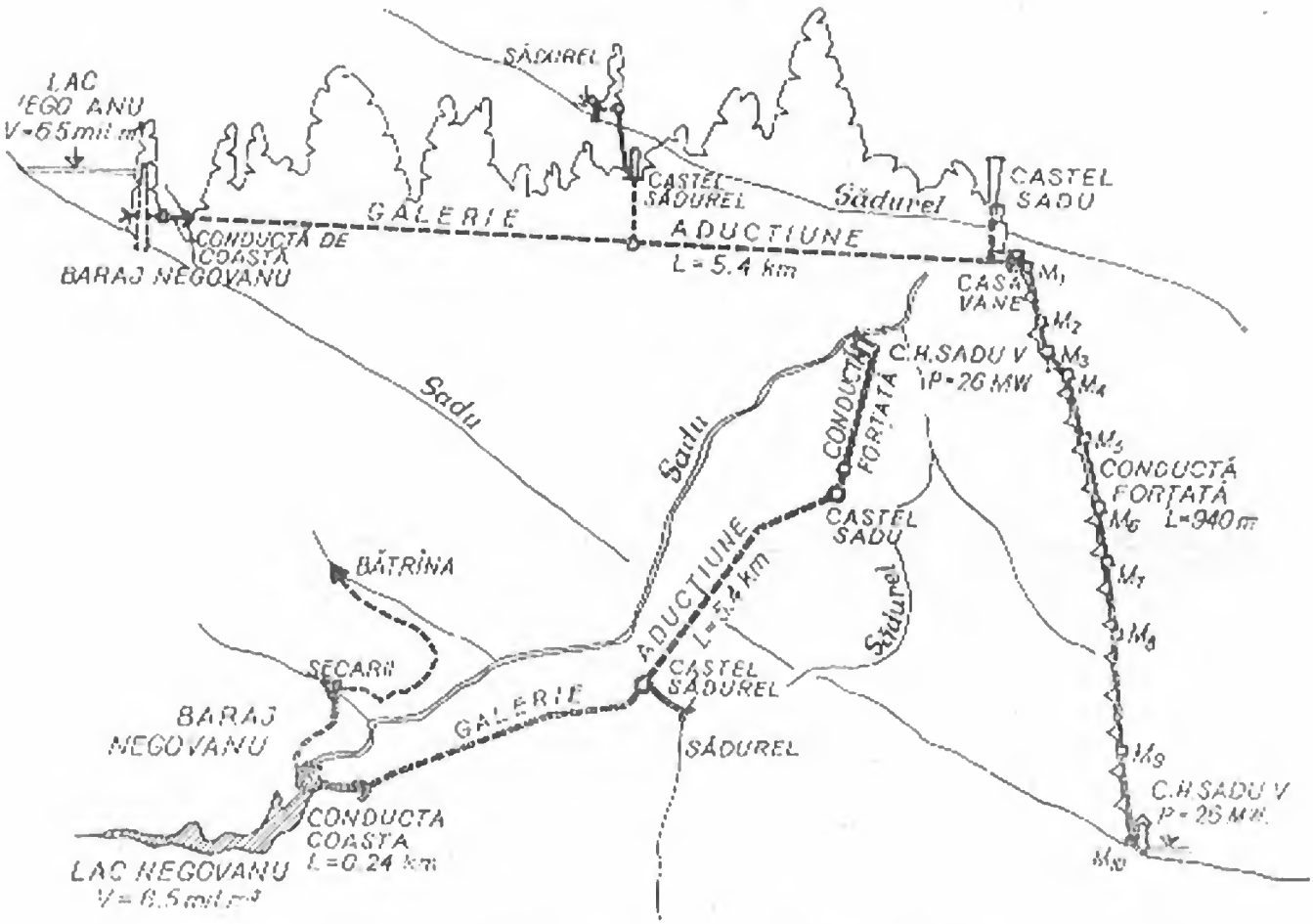


Fig. 1-9. Schema de amenajare a rîului Sadu.

Schema de amenajare (fig. 1—10) cuprinde două părți distincte:

— firul principal, care amenajează căderea sectorului de cataracte al Lotrului între punctele Vidra și Mălaia;

— sistemul de captări și aducțiuni secundare, care suplimentează debitul captat cu 11 m^3/s față de 4,5 m^3/s ai cursului principal și asigură 73% din stocul de apă necesar producției de energie.

Firul principal cuprinde barajul Vidra, înalt de 121 m, care realizează o acumulare totală de 340 mil. m^3, priza de apă, galeria de aducțiune de 13,47 km, castelul de echilibru, casa de vane, galeria forțată de 1,32 km, centrala subterană, echipată cu trei grupuri Pelton de 170 MW fiecare, galeria de fugă de 6,5 km lungime și instalațiile anexe.

Sistemul aducțiunilor secundare cuprinde rețeaua gravitațională, prin care se aduc în lacul principal debitele captate la cote superioare nivelului maxim din lac, și rețeaua cu pompaj, deservită de trei stații de pompare, care trimit în lac debitele captate la cote inferioare. Sistemul este constituit din 135 km de galerii din care 60 km betonate, 86 de captări de fund, 70 de apeducte, patru baraje arcuite care creează acumulările pentru stațiile de pompare și cele trei stații de pompare cu puterea totală de 52,4 MW.

Primul grup a intrat în exploatare în anul 1972, iar capacitatea totală va fi dată în folosință în anul 1974.

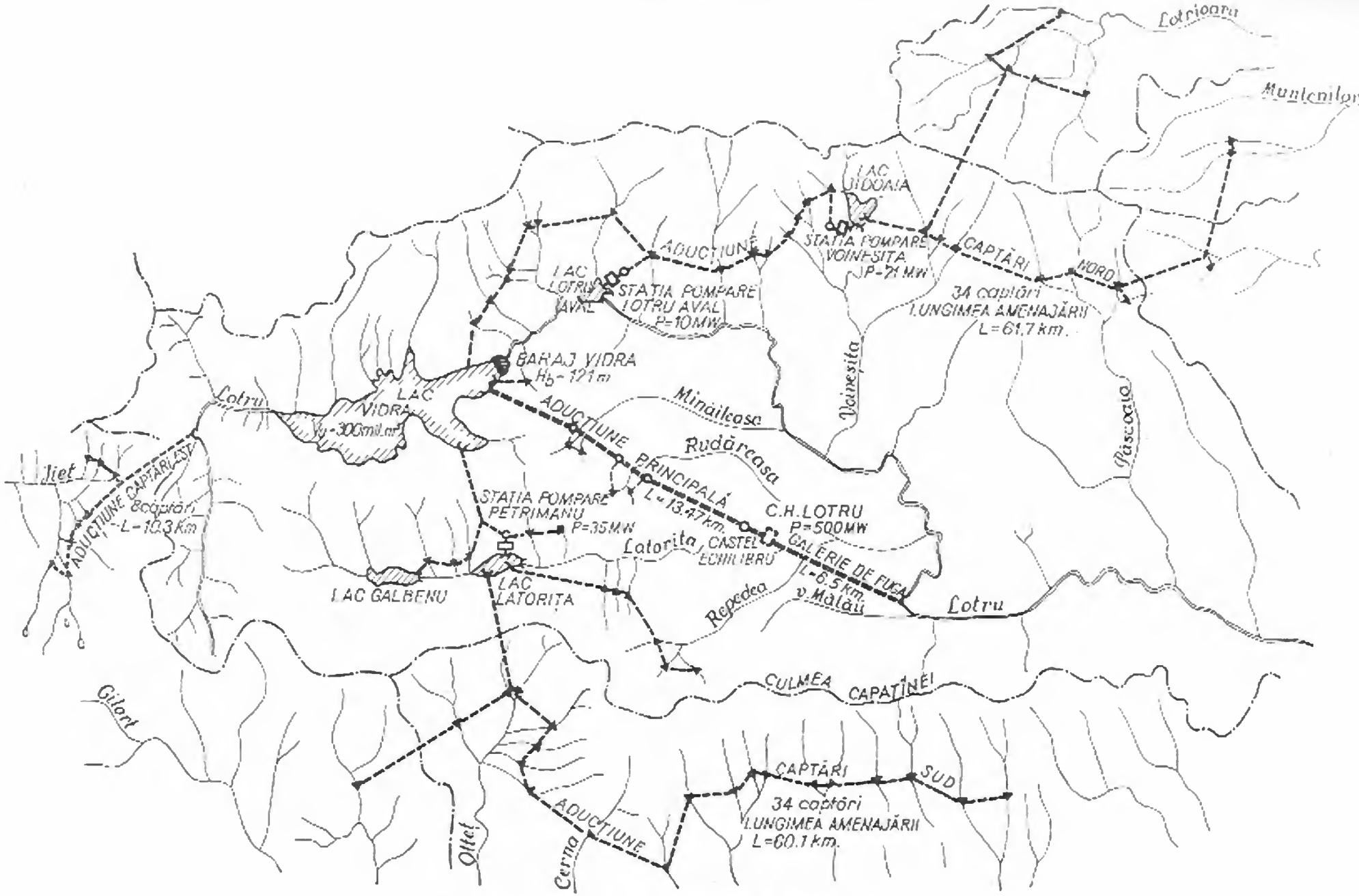


Fig. 1-10. Schema de amenajare a rîului Lotru.

Amenajarea hidroelectrică Someș utilizează potențialul hidraulic al rîului Someșul Cald, pe sectorul cuprins între confluența cu rîul Beliș și Cheile Tarnița, cu o cădere de 550 m. Schema de amenajare (fig. 1-11) cuprinde două trepte [12]:

— treapta superioară, reprezentată de uzina Mărișelul, cu o putere de 220 MW și o producție de energie de 390 mil. kWh/an, cuprinde barajul Fîntînele, care realizează o acumulare de 200 mil. m^3, aducțiunea principală de 8,13 km, galeria forțată de 0,74 km, centrala subterană și galeria de fugă de 3,7 km lungime. Această treaptă amenajează un sector cu o cădere brută de 470 m și un debit modul de 6,59 m^3/s;

— treapta inferioară, reprezentată de uzina baraj Tarnița, cu o putere de 45 MW și o producție de energie de 80 mil. kWh/an, amenajează sectorul cheilor Tarnița, pe o diferență de nivel de 80 m.

Uniformizarea debitelor uzinate este asigurată de lacul Gilău, din aval de Tarnița, cu un volum de circa 4 mil. m^3.

Pentru sporirea stocurilor acumulate în lacurile Fîntînele și Tarnița, schema de amenajare cuprinde și derivarea unor debite din bazinele superioare ale rîurilor Iara și Someșul Rece. Rețeaua de aducțiuni secundare cuprinde 9 captări și două galerii care însumează o lungime totală de circa 24,5 km. Aportul debitelor captărilor secundare reprezintă 44% din stocul mediu anual.

Lucrările de execuție au atacat mai întîi treapta aval, prevăzută a intra în exploatare la sfîrșitul anului 1973 și apoi treapta amonte, prevăzută a intra în exploatare în anul 1975.

20. Principii aplicate la elaborarea schemelor de amenajare

Principiile aplicate la amenajarea resurselor hidroenergetice au evoluat considerabil după cel de-al doilea război mondial. Ele au fost influențate în primul rînd de dezvoltarea rapidă a consumului de energie electrică și de rolul important pe care îl pot îndeplini uzinele hidroelectrice în cadrul sistemelor energetice. În același timp, ele au evoluat ținînd seama de progresele tehnice continue, realizate la proiectarea și execuția lucrărilor de amenajare ca și la fabricarea utilajelor de construcții și a echipamentelor centralelor hidroelectrice.

La evoluția concepțiilor și a soluțiilor de amenajare a uzinelor hidroelectrice a contribuit de asemenea și dezvoltarea cerințelor pentru celelalte folosințe ale apelor precum și progresele înregistrate în domeniul amenajărilor complexe. De o deosebită eficiență economică și socială sînt uzinele hidroelectrice de mare putere care comportă crearea unor lacuri mari de acumulare, cu regim de exploatare complex, precum și sistemele hidrotehnice complexe construite pe fluvii sau rîuri mari.

În scopul valorificării maxime a resurselor hidroenergetice ale cursurilor de apă și al corelării optime cu amenajările pentru celelalte folosințe, este indicat ca la elaborarea schemelor de amenajare să se țină seama de principiile care urmează [13]:

— posibilitățile și condițiile tehnico-economice de amenajare integrală a cursurilor de apă se stabilesc pe baza cunoașterii nemijlocite a condițiilor naturale fizico-geografice și a elaborării de scheme generale de amenajare, pe bazine hidrografice sau cursuri de apă importante. În aceeași fază trebuie să rezulte împărțirea optimă din punct de vedere hidroenergetic pe sectoare și trepte de cădere;

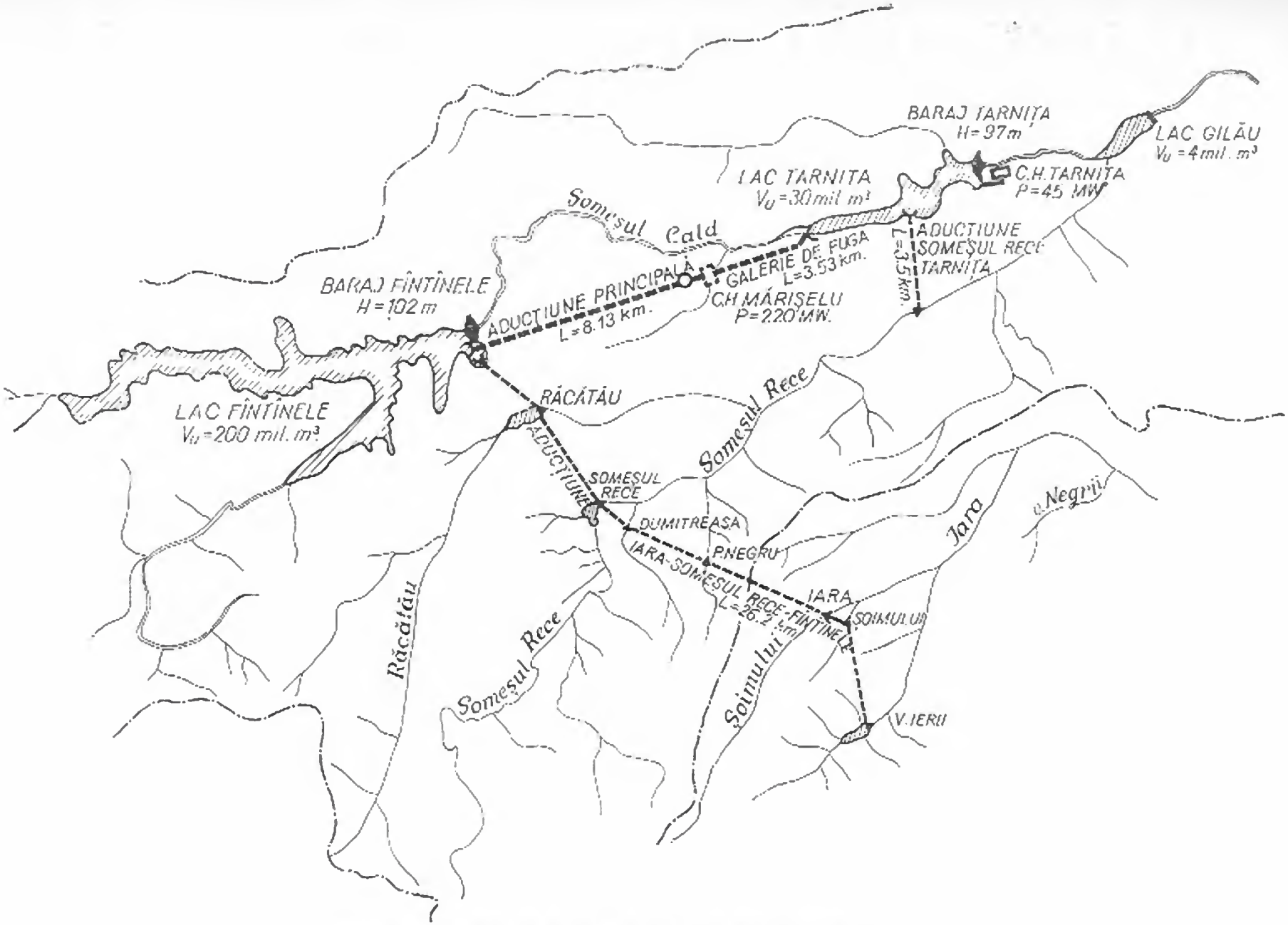


Fig. 1-11. Schema de amenajare a rîului Someșul Cald.

— ținînd seama de condițiile naturale ale fiecărui bazin, se examinează mai multe variante de scheme de amenajare, urmărindu-se adaptarea lor optimă la teren și maximum de eficiență;

— în cadrul schemelor de amenajare din fiecare bazin hidrografic se urmărește realizarea unor mari lacuri de acumulare, care să permită regularizarea debitelor și reducerea pierderilor de apă prin deversare. Aceasta, atît în scopuri energetice cît și pentru alte folosințe ale apelor. Cînd există condiții favorabile, marile lacuri se prevăd în zona de munte a cursurilor de apă. În acest fel, debitele regularizate se folosesc în uzine hidroelectrice de mare cădere, în zona de munte, precum și în toată cascada de uzine din aval;

— în zonele de munte se amenajează uzine hidroelectrice de vîrf, de mare putere, cu lacuri de acumulare importante. Căderile și debitele disponibile se concentrează într-un număr redus de centrale. În acest scop, se aplică galerii de aducțiune mai lungi, se amplasează centralele în subteran și se colectează debitele cursurilor de apă mai mici, din același bazin sau din bazine învecinate, prin aducțiuni secundare și stații de pompare auxiliare;

— uzinele hidroelectrice de vîrf se combină cu grupuri de acumulare a energiei prin pompare. Pe această cale se poate mări producția de energie de vîrf și posibilitatea de supraechipare a centralelor.

Amenajările hidroelectrice se încadrează armonios în peisaj, evitînd în același timp inundarea localităților, a căilor de comunicație și a terenurilor agricole. Ele pot promova turismul, sportul și agrementul, mărind randamentul social al lucrărilor.

§ 5. AMENAJĂRILE HIDROENERGETICE ÎN ROMÂNIA

21. Noțiuni despre potențialul hidroenergetic

Studiul resurselor energetice ale cursurilor de apă se efectuează pentru a cunoaște mărimea și repartizarea geografică, precum și posibilitățile tehnice și economice de amenajare a uzinelor hidroelectrice. Pe această cale este posibilă stabilirea unei linii directoare privind valorificarea resurselor hidroenergetice, coordonarea utilizării lor în raport cu celelalte resurse de energie și corelarea lor cu celelalte folosințe ale apelor.

Factorii principali care influențează resursele hidroenergetice sînt:

— mărimea și distribuția precipitațiilor, variația coeficienților de scurgere, mărimea și variația debitelor cursurilor de apă;

— relieful teritoriului și forma rețelei hidrografice naturale;

— structura geologică a bazinelor hidrografice;

— posibilitățile de regularizare a debitelor prin lacuri de acumulare;

— alți factori ca, spre exemplu, progresele tehnice în domeniul proiectării și executării lucrărilor, costul amenajărilor hidroenergetice în comparație cu al centralelor termoelectrice etc.

Pentru studiul și evaluarea valorii resurselor hidroenergetice se deosebesc trei categorii principale de potențial hidroenergetic [13].

Potențialul teoretic. Acesta reprezintă energia totală disponibilă a apelor de pe suprafața unui bazin hidrografic, fără a ține seama de condițiile tehnice și economice

de amenajare, considerînd randamentul de transformare al energiei hidraulice în energie electrică, de 100%. În studiile de inventariere se calculează valorile pentru trei niveluri ale potențialului, corespunzătoare fazelor succesive ale circuitului apei pe suprafața Pămîntului: potențialul de precipitații, potențialul de scurgere pe versanți și potențialul cursurilor de apă.

— Potențialul de precipitații reprezintă echivalentul energetic al întregului volum de apă provenit din precipitațiile care cad pe o anumită suprafață și căderea de la contactul cu terenul pînă la nivelul mării sau pînă la un alt reper. Pentru a se scoate în evidență gradul de concentrare al acestui potențial, se calculează valoarea sa specifică pe unitatea de suprafață în GWh/an,km^2.

— Potențialul de scurgere pe o anumită suprafață reprezintă echivalentul energetic al volumului total de apă care se scurge pe suprafața bazinului și căderea pînă la nivelul mării sau pînă la un alt reper. Volumul apelor care se scurg depinde de mărimea precipitațiilor și de pierderile prin evapotranspirație și infiltrație. Acest potențial reprezintă limita superioară a posibilităților teoretice de utilizare a energiei disponibile. Cu ajutorul său se pot identifica zonele cu potențial ridicat din cadrul bazinelor hidrografice.

— Potențialul cursurilor de apă reprezintă energia hidraulică totală disponibilă a debitelor care curg pe cursurile de apă, de la izvoare pînă la vărsarea în mare sau pînă la un alt reper. Valoarea sa se determină prin însumarea produsului dintre debit și cădere în lungul rîului respectiv. Calculul se face prin împărțirea pe sectoare caracteristice succesive a cursului de apă principal și a afluenților săi. Gradul de concentrare al acestui potențial se pune în evidență prin determinarea potențialului specific pe 1 km lungime (în kW/km, sau în GWh/an, km).

Potențialul tehnic amenajabil. Acesta reprezintă puterea și energia electrică care ar putea fi produsă prin amenajarea potențialului teoretic al cursurilor de apă, în măsura în care este realizabilă în condițiile tehnice actuale și ținînd seama de pierderile care apar la transformarea energiei hidraulice în energie electrică (acestea reprezintă în medie 20 ... 25% din potențialul net). Din cauza acestor influențe și limitări, potențialul tehnic amenajabil nu se poate determina decît în urma elaborării schemelor de amenajare hidroenergetice.

Potențialul economic amenajabil. Acesta corespunde puterii și capacității de producere de energie a uzinelor prevăzute în cadrul potențialului tehnic care pot fi amenajate în condiții considerate economice la o anumită etapă de dezvoltare. Valoarea sa variază în decursul timpului, fiind în permanență influențată de o serie de factori energo-economici și de alt tip. Din rezultatele obținute în țările europene se poate deduce că potențialul care poate fi amenajat în condiții economice reprezintă în cele mai multe cazuri între 18 și 22% din valoarea potențialului teoretic de scurgere, respectiv între 50 și 75% din valoarea potențialului tehnic amenajabil.

22. Potențialul hidroenergetic din România

În perioada dintre cele două războaie mondiale n-au existat în țara noastră decît preocupări sporadice în ce privește inventarierea și amenajarea potențialului energetic al rîurilor noastre. Inițiativele au aparținut unor specialiști entuziaști, care au militat pentru amenajarea unor importante uzine hidroelectrice, arătînd

avantajele pe care acestea le comportă în comparație cu celelalte sisteme de producere de energie. Dintre aceștia se menționează: *D. Leonida, D. Pavel, C. Mateescu, G. Vasilescu, C. Dinculescu, I și G. Vladimirescu.*

Într-o amplă lucrare privind amenajarea forțelor hidraulice din România [14], publicată în 1933, *D. Pavel* evaluează o putere brută disponibilă de circa 6 mil. kW, cu o producție de energie de 36 miliarde kWh. Cifrele se bazau pe studiul unui număr de 567 uzine hidroelectrice, concepute conform principiilor din acea perioadă.

Abia după instaurarea regimului democrat-popular, odată cu dezvoltarea impetuoasă a industriei, s-au creat bazele electrificării țării. Primul Plan de electrificare [2], lansat în anul 1950 de către Partidul Comunist Român pentru perioada 1951—1960, prevedea printre altele studiul sistematic al resurselor hidroenergetice ale țării. Ca urmare, în prima etapă studiile au fost orientate spre determinarea potențialului teoretic liniar precum și a potențialului tehnic și economic amenajabil [15].

Pentru inventarierea potențialului liniar s-au înființat sute de stațiuni hidrometrice, în vederea cunoașterii regimului hidrologic al cursurilor de apă, și s-au efectuat nivelmente și profile în lung, pentru stabilirea pantelor și a căderilor pe circa 25 000 km de riuri. Pe această cale s-au pus în evidență sectoarele cele mai bogate din punct de vedere hidroenergetic, care oferă cele mai favorabile condiții de amenajare.

Pentru determinarea potențialului tehnic amenajabil s-au elaborat scheme de amenajare pentru toate cursurile de apă mai importante, dotate cu un potențial liniar mai mare de 300 kW/km. La întocmirea acestor scheme s-a ținut seama de condițiile naturale locale, executîndu-se studii de teren geologice, topografice și hidrologice.

Rezultatele acestei ample acțiuni de inventariere [12], [15], completată și îmbunătățită în permanență, arată că potențialul teoretic liniar al riurilor țării se ridică la 70 miliarde kWh/an, inclusiv Dunărea (partea românească). Din această cantitate de energie, potențialul tehnic amenajabil reprezintă 36 miliarde kWh, din care 2/3 aparține rîurilor interioare și 1/3 Dunării. Puterea totală corespunzătoare în anul hidrografic mediu este de aproximativ 10 mil. kW.

Valorile caracteristice ale diferitelor categorii de potențial hidroenergetic arată că o serie de bazine hidrografice, cum ar fi Siretul, Oltul, Argeșul, Mureșul, prezintă un potențial însemnat. Condiții favorabile de amenajare apar pe mai multe rîuri cum ar fi Bistrița, Argeșul, Lotrul, Sebeșul, Someșul, Rîul Mare, Oltul, Siretul.

23. Amenajări hidroelectrice construite pînă în anul 1944

Construcția de uzine hidroelectrice a început în vechea Românie și în Transilvania chiar înainte de primul război mondial. Printre primele amenajări se pot cita *U. H. București*, construită pe rîul Dîmbovița (1890) și *U. H. Sadu I*, construită pe rîul Sadu Sibiu (1896). Uzina cu cea mai mare putere instalată construită pe Ialomița între anii 1928 și 1930 este *U. H. Dobrești.*

În tabelul 1-3 sînt arătate uzinele hidroelectrice mai importante construite pe teritoriul României înainte de anul 1944 [16].

TABELUL 1-3

Nr.	Denumirea uzinei	Puterea	Anii de construcție
1	București	720 CP	1890
2	Sadu — Sibiu I	1 050 kW	1895—1896
3	Sinaia	1 000 kW	1898—1900
4	Grebla	8 355 CP	1901—1904
5	Someșul Rece	2 000 kW	1904—1906
6	Sadu — Sibiu II	1 950 kW	1905—1907
7	Timișoara	1 155 kW	1908—1910
8	Tîrgu Mureș	1 200 kW	1913—1914
9	Dobrești	16 000 kW	1928—1930
10	Sadu — Gorj	2 200 CP	1938—1940

La nivelul anului 1944 puterea totală instalată în uzinele hidroelectrice era de circa 55 000 kW, divizată în nu mai puțin de 128 de uzine. Nici una din aceste amenajări nu dispunea de un lac de acumulare mai important, toate fiind concepute să funcționeze pe firul apei sau, cel mult, cu regularizare zilnică-săptămînală. În general, ele alimentau centre mici de consum, izolate.

24. Dezvoltarea electrificării după anul 1944

Înainte de cel de-al doilea război mondial, nivelul scăzut al industriei și slabul consum de energie electrică al populației au condus la o situație precară a producției de energie electrică.

În anul 1938 puterea totală instalată în țară era de 500 000 kW cu o producție de energie de 1,13 miliarde kWh. Producția de energie specifică revenea la 72 kWh/an. loc. [17].

În anul 1950 producția de energie era de 2,11 miliarde kWh, ceea ce revenea la 130 kWh/an.loc. Puterea totală instalată, de 740 000 kW, era divizată în 603 centrale electrice [17].

Dezvoltarea impetuoasă a economiei naționale, inițiată și organizată de Partidul Comunist Român, a necesitat, odată cu procesul rapid de industrializare, o puternică campanie de electrificare a țării. Directivele de echipare electrică, pe cale termică și hidraulică, au fost fixate de către Planul de electrificare pe perioada 1951—1960 [2] și apoi de Congresul VIII (1961—1965) [18], Congresul IX (1966—1970) [19] și Congresul X (1971—1975 și 1976—1980) [20].

În figura 1-12, *a* este reprezentată dezvoltarea puterii totale instalate și a producției de energie, începînd cu anul 1950 și terminînd cu perspectiva pînă în 1980 [17]. Se remarcă ritmul rapid de creștere a celor doi parametri. În perioada 1950—1970 ritmul mediu anual de creștere a puterii instalate rezultă de 12,20%.

În figura 1-12, *b* este reprezentată variația în timp a producției specifice de energie (kWh/loc. an) ca și a echipării pe cap de muncitor (kWh/munc. an) [17]. De remarcat considerabila deosebire între cifrele anului 1950, care situau țara

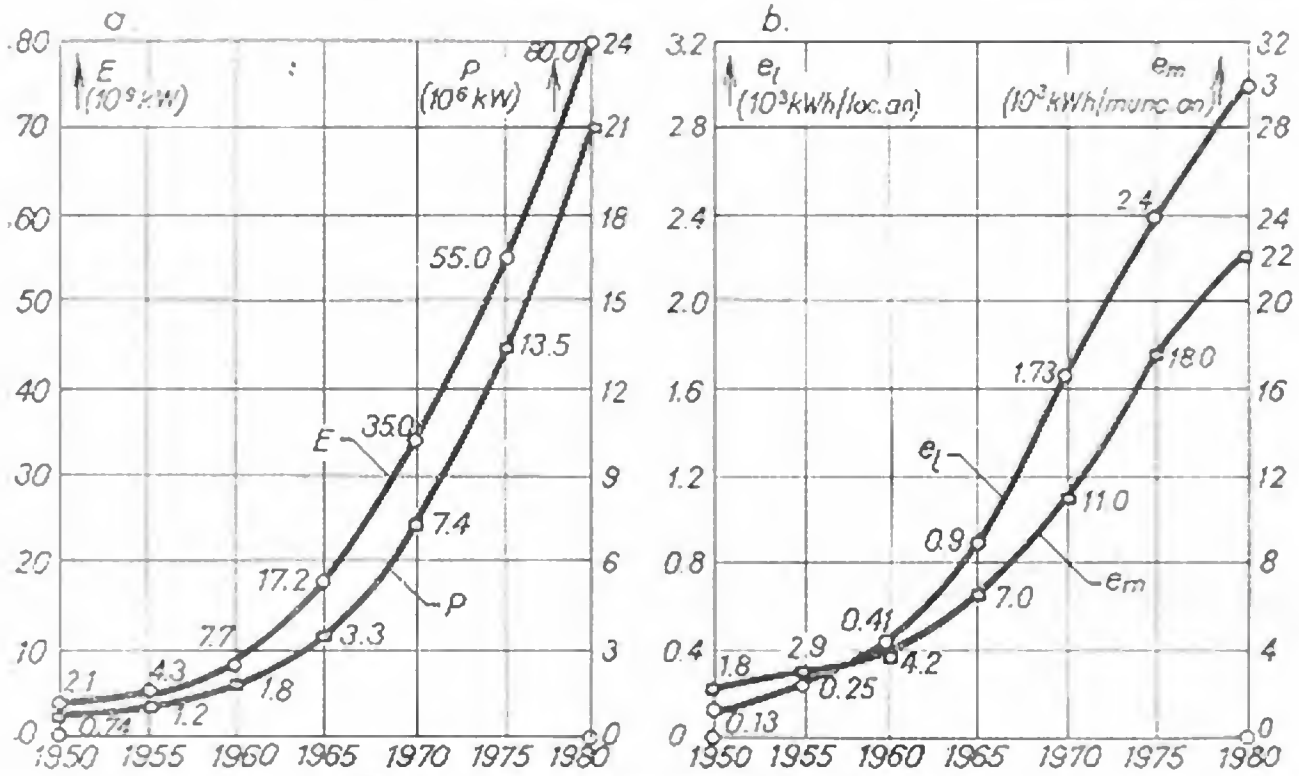


Fig. 1-12. Dezvoltarea energeticii în România:

a — evoluția puterii totale P și a energiei totale *E*; *b* — evoluția energiei pe cap de locuitor e_l și pe cap de muncitor e_m.

noastră printre țările slab dezvoltate, și cifrele perioadei actuale, deosebit de ridicate.

O cotă parte din puterea instalată și producția de energie electrică arătată mai sus reprezintă contribuția uzinelor hidroelectrice. În tabelul 1-4 sînt indicate principalele amenajări de acest tip realizate la noi după anul 1944.

TABELUL 1-4

Nr.	Denumirea uzinei	Puterea, în kW	Anii de construcție
1	Gozna	8 700	1948—1952
2	Aștileu	3 000	1948—1956
3	Moroeni	15 000	1949—1953
4	Sadu V	26 000	1950—1955
5	V. I. Lenin-Bicaz	210 000	1951—1961
6	Bistrița aval (12)	244 000	1960—1966
7	Gh. Gheorghiu-Dej	220 000	1961—1966
8	Argeș-amonte (2)	10 000	1964—1968
9	Argeș-aval (14)	171 000	1965—1976
10	Porțile de Fier (1;2)	2 100 000	1964—1971
11	Paltinul	10 000	1968—1971
12	Lotru	500 000	1966—1974
13	Someș (2)	265 000	1969—1975
14	Olt (4)	152 000	1970—1976

Creşterea puterii instalate şi a producţiei de energie hidroelectrică începînd din anul 1950 este reprezentată în figura 1-13 [12], [17]. Ritmul de dezvoltare este mai accentuat, el reprezentînd o medie anuală de circa 16,20%. De remarcat cifrele care vor fi realizate la nivelul anilor 1975 şi 1980, ca şi procentul ridicat de putere instalată şi energie hidraulică din totalurile indicate în figura 1-12, *a*.

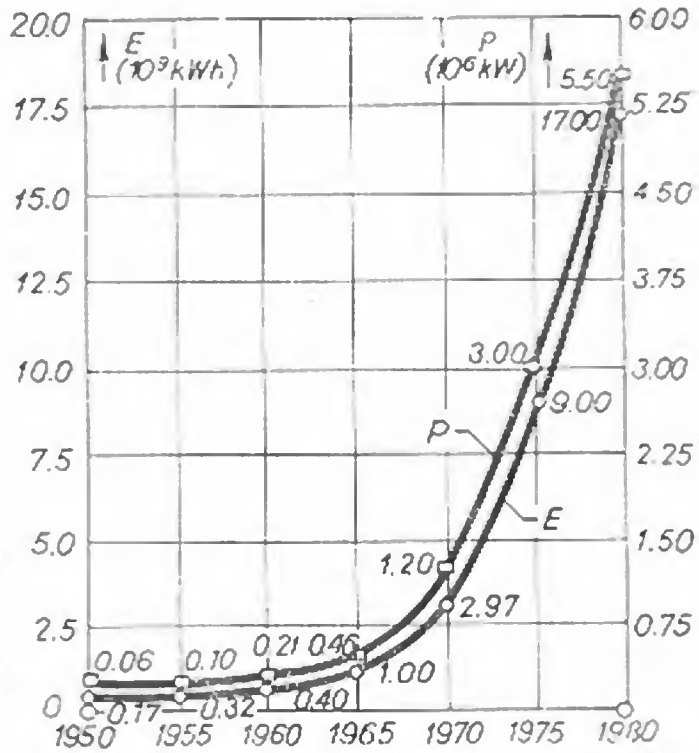


Fig. 1-13. Dezvoltarea hidroenergeticii în România: *P* puterea şi *E* energia.

25. Perspectivele hidroenergeticii în România

Pe rîurile interioare se prevede realizarea în viitor a unor puternice uzine hidroelectrice de derivaţie, care vor dispune în zona superioară de mari lacuri de acumulare (de peste 100 mil.m³). Aceste lacuri vor regulariza debitele atît în scopuri energetice cît şi pentru alte folosinţe. Se menţionează printre altele rîurile Lotru, Someş, Sebeş, Rîul Mare.

Este probabil ca după construirea celor mai avantajoase uzine gravitaţionale cu mari lacuri de acumulare (1975—1980) să înceapă realizarea unor uzine cu acumulare prin pompare. Ele vor fi indicate în cazul necesităţii unor centrale de intervenţie şi de rezervă în vecinătatea centrelor de consum importante [15].

Pe cursul mijlociu şi inferior al rîurilor care dispun de un potenţial ridicat se prevede amenajarea unor cascade de căderi mai mică (de tipul Bistriţa-aval şi Argeş-aval). Acestea vor beneficia de debitele regularizate în lacurile de acumulare din amonte. Dintre aceste uzine se pot menţiona cele de pe rîurile Olt şi Siret. Cascada de pe Olt va beneficia de efectul regularizator al acumulării de pe Lotru, iar cea de pe Siret de cel al acumulărilor de pe Bistriţa.

O preocupare importantă în perioada actuală este reprezentată de studiile şi proiectele care se fac în legătură cu amenajarea în continuare a Dunării. Ca obiecte figurează o nouă uzină ce ar putea fi construită împreună cu R. S. F. Iugoslavia, şi alta, împreună cu R. P. Bulgaria.

În paralel cu uzinele hidroelectrice, amenajări hidrotehnice importante vor trebui realizate şi pentru asigurarea alimentărilor cu apă a centralelor termoelectrice şi nucleare. Debitele relativ mari pe care acestea le solicită vor necesita lucrări de captare, de aducţiune şi de distribuţie la fel de importante ca cele din domeniul hidroenergetic.

§ 6. AMENAJĂRILE HIDROENERGETICE MONDIALE

26. Potențialul hidroenergetic mondial [15]

Începînd din anul 1921 s-au efectuat, în diverse etape, studii sistematice și evaluări privind resursele hidroenergetice mondiale.

Pe baza unor date mai exacte asupra debitelor și căderilor cursurilor de apă ale continentelor, la a VI-a Conferință Mondială a Energiei (Melbourne 1962) s-a prezentat o imagine generală a repartiției potențialului teoretic liniar pe glob. Acesta a fost calculat pe baza debitului mediu multianual. În tabelul 1-5 sînt redate cifrele caracteristice pe continente sau regiuni.

TABELUL 1-5

Continentul sau regiunea	Suprafața în mil. km²	Potențialul teoretic		
		MW	%	kW/km²
Africa	30,4	720 000	19,0	23,7
America de Nord	24,4	700 000	18,5	34,3
America de Sud	18,2	620 000	16,0	34,1
Asia	44,7	1 330 000	35,0	29,8
Australia	7,6	170 000	4,5	22,4
Europa	9,8	240 000	6,5	24,5
Regiuni polare	12,4	20 000	0,5	—
Total	145,0	3 800 000	100,0	26,2

Se constată că valoarea totală a potențialului teoretic liniar este de 3 800 000 MW, la care corespunde o producție anuală de energie electrică de 33 000 miliarde kWh/an. Potențialul tehnic amenajabil este de 1 700 000 MW cu o producție de 15 000 miliarde kWh, adică aproximativ 45% din potențialul teoretic liniar.

În ceea ce privește repartizarea geografică a potențialului, se constată că, în timp ce multă vreme Africa era considerată drept continentul cel mai bogat în resurse hidroenergetice, în prezent Asia apare drept continentul cu cel mai mare potențial. Acesta din urmă apare aproape de două ori mai mare decît al Africii. În repartiția potențialului specific (kW/km²) se constată că Africa dispune de o valoare mai redusă decît America, Asia și chiar decît media mondială.

27. Evoluția producției de energie hidroelectrică [15]

După cum s-a arătat, construcția primelor uzine hidroelectrice mai importante a început în ultimul deceniu al secolului trecut, aproape concomitent în diferite țări. De atunci, aceste uzine au înregistrat o participare largă la producția mondială de energie electrică.

În anul 1965, din producția mondială de circa 3 410 miliarde kWh, uzinele hidroelectrice au acoperit circa 900 miliarde kWh, adică aproape 26%. În această situație s-a folosit mai puțin de 10% din potențialul economic amenajabil mondial.

În prezent, energia hidroelectrică participă cu o cotă importantă la producția de energie electrică, în America de Sud și Centrală, Asia, Oceania, Europa de Vest și America de Nord. Țările socialiste, precum și cele din America de Sud, America Centrală și Africa, participă cu o cotă în continuă creștere la producția mondială de energie hidroelectrică.

Din statisticile existente se constată însă scăderea continuă a producției de energie hidroelectrică în ansamblul producției mondiale de energie electrică. Acest fenomen nu se datorește scăderii ponderii energiei hidroelectrice în toate țările, ci numai în unele țări, cu o contribuție importantă la producția mondială de energie hidroelectrică. Astfel, S.U.A., Japonia și Canada , care în 1956 produceau 42,5% din producția mondială de energie hidroelectrică, în 1964 produceau numai circa 35%. Ponderea energiei hidroelectrice în producția totală de energie electrică a acestor trei țări a scăzut în perioada 1956...1964 de la 27,2 la 22,0%.

Într-o serie de țări ca Norvegia, Elveția, Suedia, Portugalia, Canada, energia uzinelor hidroelectrice continuă să reprezinte peste 80% din producția totală de energie electrică. În alte țări ca Franța, Iugoslavia, Finlanda, Spania, Mexic, Brazilia, energia hidroelectrică acoperă 50 ... 75% din producția lor de energie electrică. În țări ca Marea Britanie, Belgia, R. F. Germania, Ungaria, Polonia, care dispun de resurse hidroenergetice limitate, participarea uzinelor hidroelectrice la acoperirea consumului de energie este sub 10%.

În ceea ce privește gradul de utilizare al potențialului hidroenergetic amenajabil, se constată că într-o serie de țări ca Elveția, Italia, Franța, Suedia, Japonia, Finlanda, acesta a depășit 50%. În alte țări se constată un ritm rapid de valorificare al acestui potențial.

28. Cele mai mari uzine hidroelectrice [15]

În tabelul 1-6 sînt arătate uzinele hidroelectrice cu puterea mai mare de 2 000 MW, construite în ultimii ani. Se constată că, din acest punct de vedere, pe primul loc se situează U.R.S.S.

TABELUL 1-6

Nr.	Denumirea uzinei	Țara	Puterea instalată (MW)	
			final	prima etapă
1	Krasnoiarsk	U.R.S.S.	6 000	5 000
2	Churchill Falls	Canada	5 250	5 250
3	Bratsk	U.R.S.S.	4 500	3 600
4	John Day	S.U.A.	2 700	1 350
5	Nurek	U.R.S.S.	2 700	2 700
6	Volgograd	U.R.S.S.	2 576	2 576
7	V. I. Lenin	U.R.S.S.	2 300	2 300
8	Portage Mountain	Canada	2 300	1 150
9	Assuan	R.A.E.	2 100	2 100
10	Porțile de Fier	România Iugoslavia	2 050	2 050

În Europa de Vest, cele mai mari uzine hidroelectrice în exploatare sînt *Alcantara* (915 MW), *Aldeadavila* (718 MW) și *Almendra Villarino* (540 MW) din Spania, *La Bathie* (500 MW) din Franța.

În numeroase alte țări apar posibilități de a construi uzine hidroelectrice de puteri și mai mari. Astfel, pe fluviul Congo se prevede construirea unor uzine cu o putere totală de peste 25 000 MW, în U.R.S.S. pe fluviul Lena o uzină de peste 20 000 MW, în R. P. Chineză pe fluviul Yang-Tze-Kiang o uzină de peste 13 000 MW, în Brazilia pe fluviul Parana o uzină de 10 000 MW.

Față de cifrele indicate mai înainte, nu trebuie trasă concluzia că în prezent se construiesc numai uzine hidroelectrice de mare putere. În final, puterea uzinelor este determinată de condițiile naturale și cele social-economice. Este de reținut însă, tendința actuală de a concentra potențialul hidroenergetic în amenajări mai puțin numeroase, dar de putere mare.

BIBLIOGRAFIE

1. Furon, R. *Le problème de l'eau dans le monde.* Paris, 1963.
2. Gheorghiu-Dej, G. *Raport asupra Planului de electrificare a țării.* Plenara C.C. a P.M.R., octombrie, 1950.
3. Nourescu, A., Diacon, A., Gilbert, A. *Amenajarea uzinei hidroelectrice V. I. Lenin Bicaz,* Energetica, nr. 12, 1960.
4. Prișcu, R., Sipiceanu, M. *Uzina hidroelectrică „16 Februarie" — Argeș.* Energetica, nr. 1, 1964.
5. Iorgulescu, F., Focșa, V. *L'aménagement complexe du Danube aux Portes de Fer.* Travaux, mai, 1971.
6. Schnitter, G. *Die Katastrophe von Vaiont in Oberitalien.* Wasser — und Energiewirtschaft, nr. 2/3, 1964.
7. Bellier, J. *Le barrage de Malpasset.* Travaux, juillet, 1967.
8. Kirschmer, O. *Zerstörung und Schutz von Talsperren und Dämmen.* Schweizerische Bauzeitung, nr. 20, 1949.
9. Ștefănescu, R., Cartianu, P. *Amenajarea căderii Dobrești.* I.R.E., 1935.
10. Matecescu, C., Sipiceanu, M. *Uzina hidroelectrică Moroeni.* Energetica, nr. 12, 1960.
11. Pavel, D., Prișcu, R. *Uzina hidroelectrică Sadu V.* Energetica, nr. 12, 1960.
12. Nourescu, A., Cogălniceanu, A. *Aménagements hydro-électriques sur les rivières intérieures de la Roumanie.* Travaux, mai, 1971.
13. Prișcu, R., Bogdan, S. *Amenajări hidroenergetice.* Manualul inginerului hidrotehnician, secțiunea XVIII. București, 1970.
14. Pavel, D. *Plan général d'aménagement des forces hydrauliques en Roumanie.* București, 1933.
15. Cogălniceanu, A., Iorgulescu, F. *Orientări actuale în hidroenergetică.* București, 1967.
16. Pavel, D. *Folosințele hidroelectrice și hidromecanice în România.* București, 1938.
17. Armencoiu, N. *L'énergétique et son rôle dans l'ensemble du développement industriel de la Roumanie.* Travaux, mai 1971.
18. Gheorghiu-Dej, G. *Raport la cel de al VIII-lea Congres al P.M.R.,* iunie, 1960.
19. Ceaușescu, N. *Raport la cel de al IX-lea Congres al P.C.R.,* iulie, 1965.
20. Ceaușescu, N. *Raport la cel de al X-lea Congres al P.C.R.,* august, 1969.

CAPITOLUL 2

BARAJE DE GREUTATE

§ 1. SCURT ISTORIC

1. Primele baraje de greutate

Crearea de lacuri artificiale prin construcţia de baraje reprezintă o idee foarte veche, introdusă în Spania de către romani. Mărturie stau două baraje care au supravieţuit din acea vreme — *Proserpina* ($H = 12$ m, L *coronament* $= 420$ m) şi *Cornalvo* ($H = 19{,}50$ m, L *coronament* $= 195$m). Ambele sînt construcţii complexe, din pereţi de piatră şi zidărie, susţinuţi de contraforţi şi îmbrăcaţi în umpluturi masive de pămînt [1].

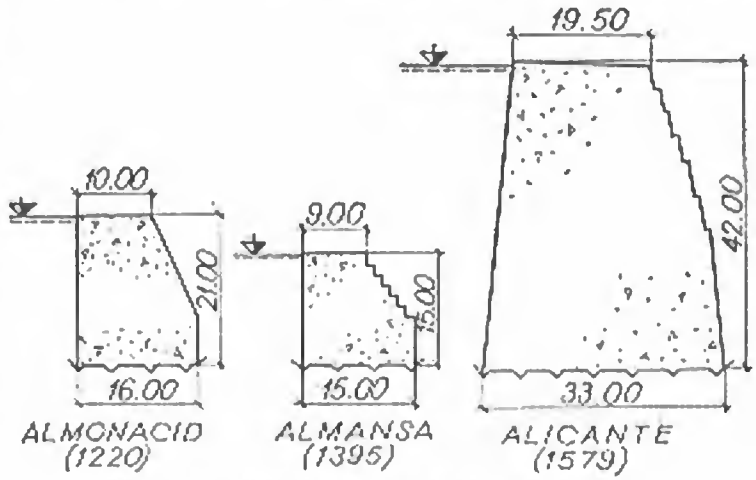


Fig. 2-1. Primele baraje de greutate.

Cele mai vechi baraje de greutate propriu-zise s-au construit tot în Spania: *Almonacid* (1220), *Almansa* (1395), *Alicante* (1579) şi mai tîrziu *Puentes* (1791) şi *Nijar* (1850). Profilele primelor trei sînt prezentate în figura 2-1, fiind de remarcat alcătuirea şi dimensiunile deosebite, rezultate ale intuiţiei constructorilor. Barajele *Almansa* şi *Alicante* prezintă o uşoară curbură în plan, pentru cel din urmă aceasta fiind probabil o măsură suplimentară de siguranţă, avînd în vedere că a deţinut recordul de înălţime mai bine de 300 de ani [1].

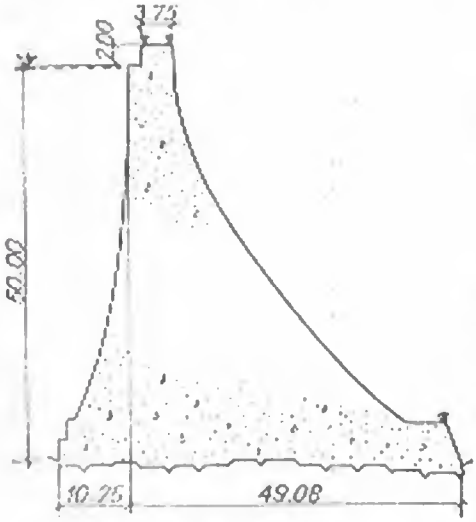


Fig. 2-2. Barajul Furens.

Pînă în prima jumătate a secolului XIX s-au construit baraje de greutate cu profile diverse. Se cunosc în Franţa, din perioada 1830—1850, barajele *Chazilly*, *Glomel*, *Settons*, în Rusia un baraj de piatră pe rîul *Neglinnaia*, datînd din 1616 etc.

În anul 1855, în Franţa, se pun bazele calculului static pentru barajele de greutate. Barajul *Furens* (fig. 2-2), construit între 1861 şi 1866, este considerat prototipul barajelor de greutate moderne [2]. După această dată barajele de greutate, construite din zidărie de piatră, cunosc o mare dezvoltare atît în ţările europene cît şi în S.U.A. La începutul secolului XX se trece la construcţia barajelor din beton, care se răspîndesc cu repeziciune în toate ţările.

În țara noastră s-a construit în perioada 1928—1930, în cheile Orzea de pe Ialomița superioară, barajul uzinei hidroelectrice Dobrești, înalt de 26 m. Cu un volum de beton de 3 000 m³, el realizează acumularea Scropoasa de 550 000 m³.

2. Date statistice

O statistică, referitoare la modul în care a evoluat în lume construcția barajelor de greutate mai înalte de 15 m [3], indică pe perioade:

înainte de 1800	10 baraje
1800—1849	7 baraje
1850—1899	77 baraje
1900—1919	276 baraje
1920—1939	579 baraje
1940—1949	234 baraje
1950—1959	571 baraje
1960—1962	154 baraje
Total	1 908 baraje

Aceeași statistică arată că în anul 1962 mai erau în construcție 179 baraje de greutate, iar în fază de proiect 221. Din totalul de 7 455 baraje inventariate la această dată, mai mult de jumătate erau de pământ, peste un sfert de greutate, iar restul îl constituiau celelalte tipuri: arcuite, de anrocamente, cu contraforți etc.

3. Cele mai mari baraje

Deși la volum maxim de beton prezintă minimum de siguranță, barajele de greutate au atins în ultimele decenii înălțimi considerabile, deținînd astăzi recordul față de celelalte tipuri. În tabelul 2-1 se dau caracteristicile celor mai înalte baraje de greutate existente în anul 1970 [4].

TABELUL 2-1

Denumirea (țara)	Înălțimea (m)	Lungimea la coronament (m)	Volumul de beton (10^6 m³)	Volum de apă acumulat (10^9 m³)
1. Grande Dixence (Elveția)	283	700	5,957	0,40
2. Bhakra (India)	226	518	4,130	9,86
3. Boulder (S.U.A.)	221	379	3,364	38,29
4. Dworshak (S.U.A.)	219	1 002	4,970	4,25
5. Shasta (S.U.A.)	183	1 055	6,660	5,55
6. Alpe Gera (Italia)	178	520	1,735	0,065
7. Grande Coulee (S.U.A.)	168	1 272	8,093	11,590
8. Okutadami (Japonia)	157	480	1,640	0,601
9. Sakuma (Japonia)	156	294	1,120	0,327

Din punctul de vedere al acumulărilor realizate şi al indicatorului—metru cub de apă raportat la metru cub de beton —, se remarcă barajele de greutate din tabelul 2-2 [4].

TABELUL 2-2

Denumirea (ţara)	Înălţimea (m)	Volumul de apă acumulat (10^6 m³)	Volum de beton (10^6 m³)	$\frac{m^3 \text{ apă}}{m^3 \text{ beton}}$
1. Bratsk (U.R.S.S.)	125	169 400	17,00	9 960
2. Krasnoiarsk (U.R.S.S.)	124	73 300	4,35	16 800
3. Zeya (U.R.S.S.)	113	68 000	8,00	8 500
4. Sanmen Hsia (China)	107	65 000	7,20	9 020
5. Bukhtarma (U.R.S.S.)	90	53 000	1,17	45 300
6. Boulder (S.U.A.)	221	38 296	3,36	10 520

În România recordul de înălţime în categoria barajelor de greutate îl deţine barajul *Izvorul Muntelui-Bicaz*, construit pe rîul Bistriţa (fig. 2-18). El are 127 m înălţime, un volum de 1,62 mil. m³ beton şi realizează un lac de acumulare de 1,20 miliarde m³. Acumularea specifică, de 730 m³ apă/m³ beton, figurează printre cele mai ridicate din ţară.

§ 2. ELEMENTE COMPONENTE

4. Denumiri

Barajele de greutate moderne sînt construcţii masive executate din beton. Ele rezistă împingerii apei prin acţiunea greutăţii proprii. Aceasta asigură stabilitatea barajului la răsturnare, prin momentul creat faţă de piciorul aval, şi la alunecare, prin forţele de frecare care acţionează de-a lungul suprafeţei de fundaţie.

Pentru a se evita fisurarea, provocată în principal de fenomenele de contracţie a betonului şi de cele de deformaţie ale terenului de fundaţie, corpul unui baraj de greutate se fragmentează prin *rosturi transversale*, situate la 12—15—18 m distanţă, care merg pînă la suprafaţa de fundaţie. Aceste elemente componente poartă denumirea de *ploturi* (fig. 2—3).

Secţiunea transversală de înălţime maximă reprezintă *profilul barajului*. La primele baraje de greutate moderne acest profil avea forma unui triunghi curbiliniu (v. fig. 2-2). La barajele de greutate moderne, profilul este triunghiular sau poligonal, din considerente de simplificare a execuţiei.

Linia orizontală, situată la mijlocul coronamentului, care leagă un versant de celălalt constituie *axul barajului*. În general axul unui baraj de greutate este rec-

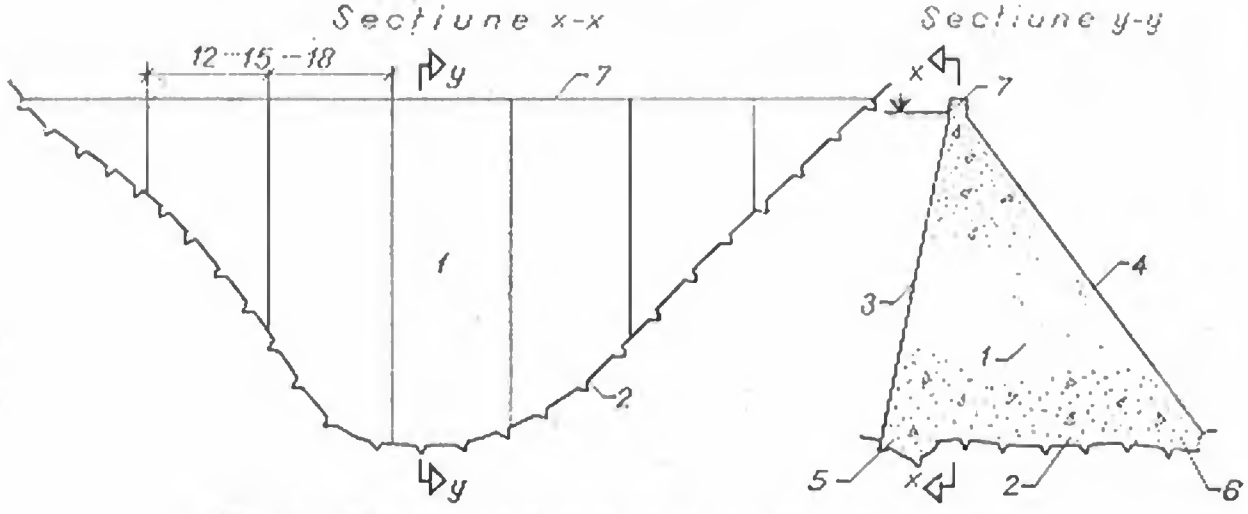


Fig. 2-3. Elemente caracteristice la un baraj de greutate:
1 — corpul barajului; *2* — talpă de fundație; *3* — parament amonte; *4* — parament aval; *5* — picior amonte; *6* — picior aval; *7* — coronament.

tiliniu. Sînt însă cazuri în care, din motive morfologice, geologice sau funcționale, axul are o formă frîntă sau curbilinie.

5. Baraje nedeversante și deversante

Barajele de greutate pot fi *nedeversante* sau *deversante*. Deși ele au avantajul că pot fi realizate cu profile deversante fără cheltuieli suplimentare, în anumite situații descărcătorii de ape mari se dispun în afara corpului barajului. În figura 2-4 este schițată dispoziția generală a barajului *Chambon* din Franța. Se remarcă galeria de deviere a apelor în timpul construcției, excavată pe malul drept, conducta de golire care străbate corpul barajului și descărcătorul de ape mari situat pe malul stîng, alături de baraj.

În cazul barajului *Fontana* (S.U.A.) corpul principal este de asemenea nedeveversant. Amplasarea descărcătorului în zona barajului de închidere de pe malul stîng a fost dictată de utilizarea galeriei de deviere ca galerie de descărcare a apelor mari (fig. 2-5).

La barajele fluviale, din cauza debitelor mari care trebuie evacuate și a prezenței stavilelor la coronament, dispoziția generală se schimbă. Pentru exemplificare, în figura 2-6 se prezintă profilele curente ale barajelor *Nipru* și *Porțile de Fier*, a căror formă se depărtează de profilul triunghiular clasic pentru a se adapta condițiilor de deversare.

În cazul barajelor fundate pe terenuri nestîncoase (de obicei stăvilare), alcătuirea profilului transversal se modifică și mai mult. În amonte pintenul se duce mult în fața barajului pentru ca, prin greutatea prismului de apă purtat, să mărească stabilitatea la alunecare (fig. 2-7). În aval de baraj radierul de protecție este dimensionat să disipeze energia corespunzătoare unor debite specifice mari. Barajele prezentate în figura 2-7 ilustrează aceste principii. Astfel, la *Kahorka*, pe Nipru, se evacuează 20 000 m^3/s prin 28 deschideri de 12 × 9 m, iar la *Pearl River*, pe Mississippi, se evacuează 7 060 m^3/s prin 23 deschideri de 12× 6,50 m.

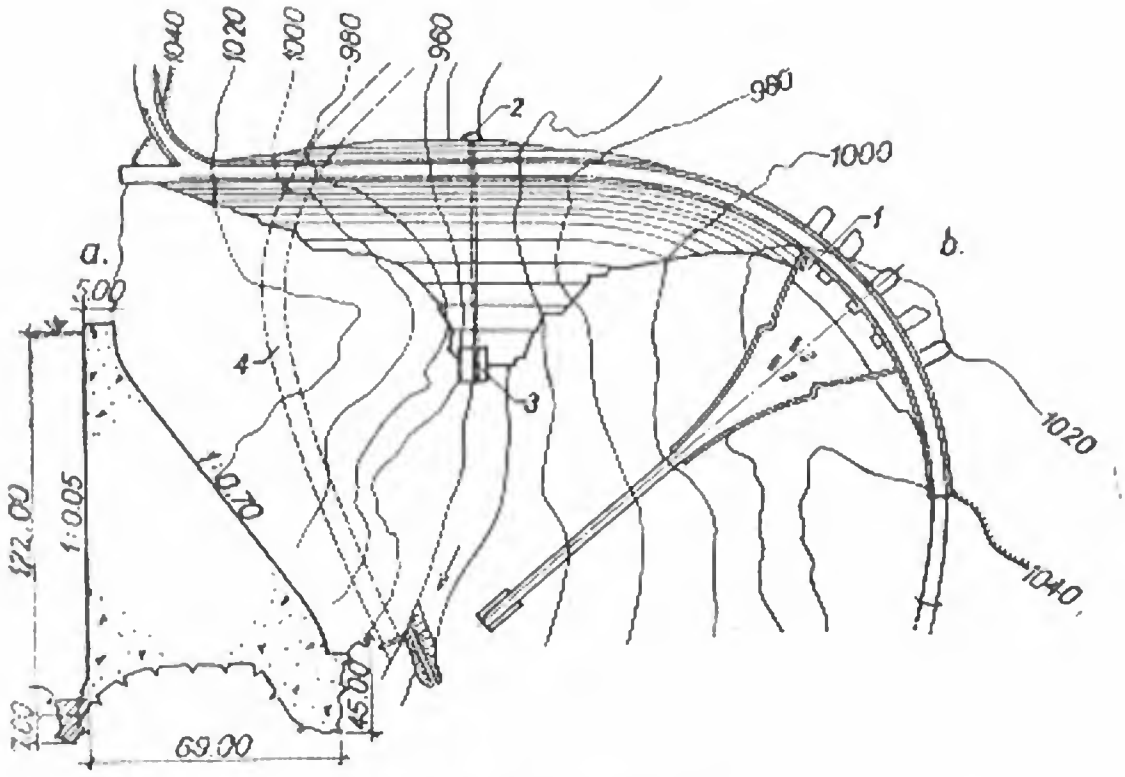


Fig. 2-4. Barajul Chambon:

a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — deșcărcător de suprafață; *2* — golire de fund; *3* — casă de vane; *4* — galerie de deviere.

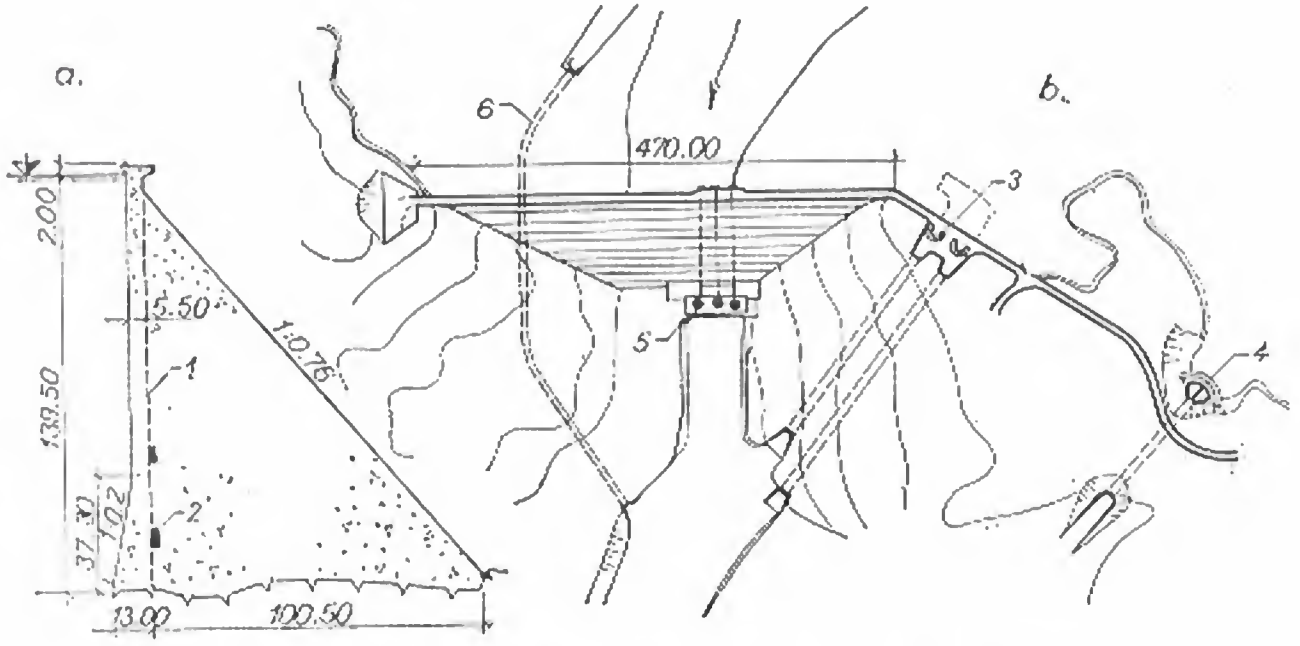


Fig. 2-5. Barajul nedeversant Fontana:

a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — tubație de drenaj; *2* — galerie de vizitare; *3* — deșcărcător principal; *4* — deșcărcător de siguranță; *5* — centrală hidroelectrică; *6* — galerie de deviere.

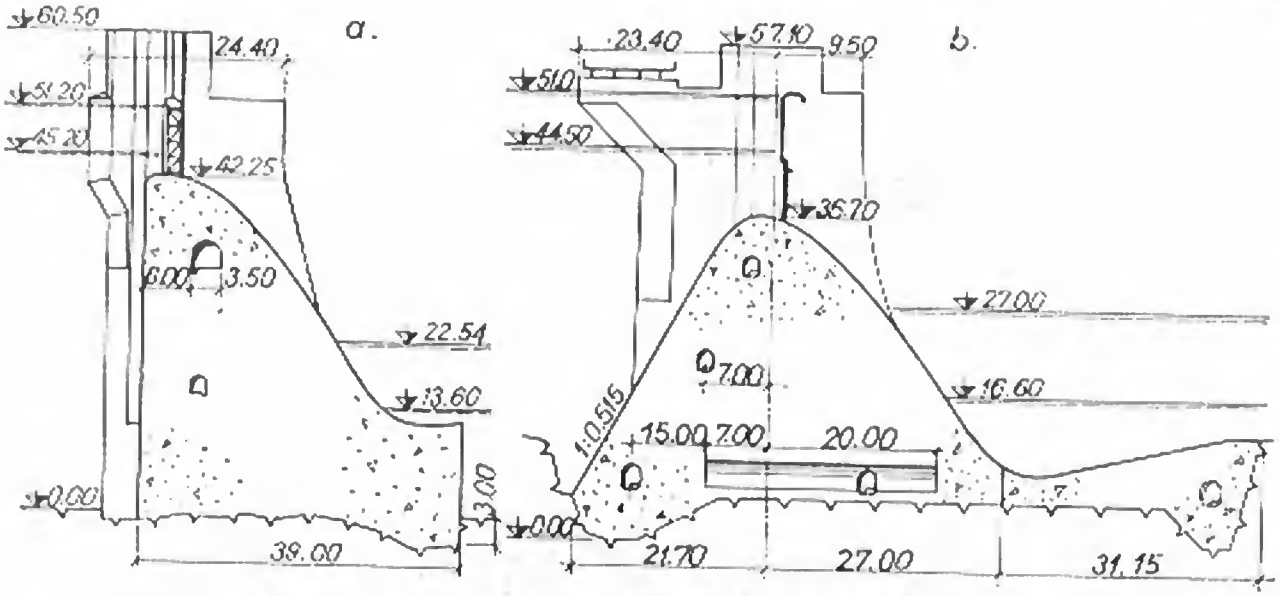


Fig. 2-6. Profile de baraje fluviale:
a — barajul Nipru; *b* — barajul Porțile de Fier.

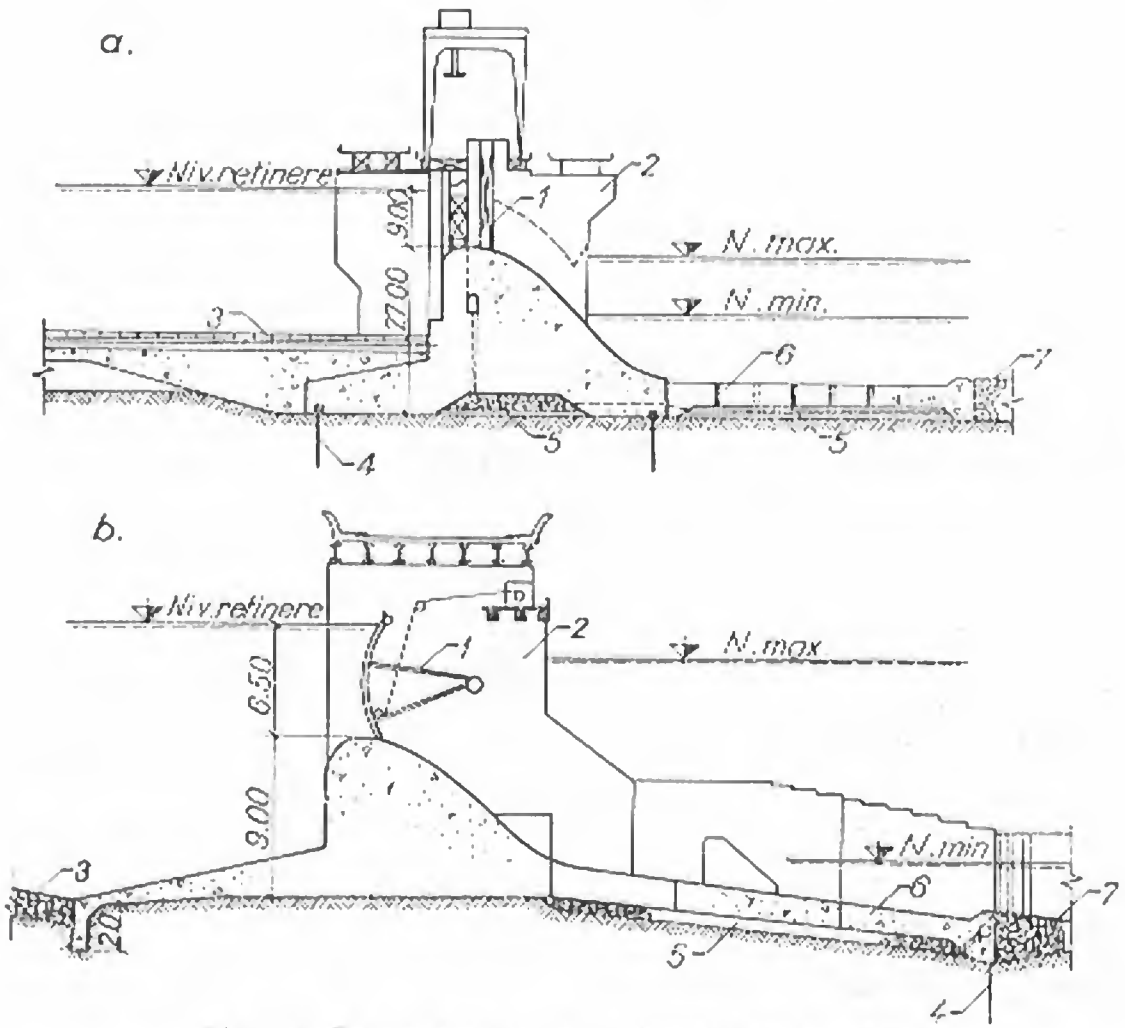


Fig. 2-7. Baraje deversante pe fundații nestîncoase:
a — barajul Kahovka; *b* — barajul Pearl River; *1* — stavilă; *2* — pilă; *3* — consolidare; *4* — palplanșe metalice; *5* — filtru; *6* — radier disipator; *7* — rizbermă.

§ 3. CONDIȚII GEOLOGICE

6. Importanța cunoașterii condițiilor geologice

Condițiile geologice și hidrologice ale unui amplasament de baraj influențează în mod considerabil concepția, execuția, siguranța și economicitatea lucrării. O statistică arată că din totalul catastrofelor care s-au produs, 5% sînt datorate defectelor proprii ale barajelor, 15% unei insuficiente capacități de evacuare a apelor mari și 80% condițiilor de fundare necorespunzătoare.

Un exemplu cunoscut din acest punct de vedere îl constituie prăbușirea barajului *St. Francis* din S.U.A., care a avut loc în martie 1928. Catastrofa a provocat moartea a 400 de oameni și pagube materiale însemnate. Barajul, cu axul ușor arcuit în plan, avea înălțimea de 64 m și un volum de beton de 105 000 m³ (fig. 2-8). Cele 47 mil. m³ de apă acumulată în lac asigurau necesitățile de apă potabilă ale orașului Los Angeles.

Pe malul drept barajul a fost fundat pe un conglomerat argilos, separat de micașisturile care se extindeau pe malul stîng printr-o falie umplută cu argilă. Prăbușirea s-a produs prin acțiunea lentă, în decurs de doi ani, a apei de infiltrație care a înmuiat și spălat conglomeratele de sub talpa barajului și a provocat creșterea subpresiunilor. Blocuri de beton de diferite mărimi au fost antrenate de un front de undă de 24 m înălțime pînă la mari distanțe. Numai zona centrală (hașurată în figura 2-8) a alunecat pe 15 cm, regăsindu-și apoi echilibrul.

7. Calitățile terenului de fundație

În general, un teren bun de fundare pentru un baraj de beton trebuie să aibă următoarele calități [5], [6]:

— rezistență suficientă pentru preluarea sarcinilor date de construcție;

— compresibilitate redusă și uniformă; în cazul barajelor înalte, terenul de fundație trebuie să fie practic incompresibil;

— permeabilitate mică și stabilitate la acțiunea apelor de infiltrație;

Fig. 2-8. Prăbușirea barajului St. Francis:

a — releveu după prăbușire; *b* — secțiune transversală: *1* — linia terenului natural; *2* — linia de fundație; *3* — linia terenului după prăbușire; *4* — linii de ruptură; *5* — zonă rămasă după prăbușire; *6* — conglomerat roșu, cimentat cu argilă de ghips; *7* — falie cu argilă; *8* — micașist; *9* — șisturi subțiri.

— structură monolită, caracterizată prin lipsa de crăpături, de dislocări, de zone de alterare profundă sau de dezagregare;

— conservarea formei sub acțiunea fenomenelor fizico-geologice (surpări, alunecări de straturi, prăbușiri etc.).

În natură se găsesc destul de rar amplasamente care să îndeplinească în măsură egală calitățile indicate mai sus. În majoritatea cazurilor sînt necesare lucrări de ameliorare a terenurilor de fundație, pentru a le face capabile să preia sarcinile date de baraj și rezistente la acțiunea apelor. Aceste lucrări se execută cînd volumul și costul lor nu depășesc limitele considerate raționale din punct de vedere tehnico-economic.

8. Proprietățile fizico-mecanice ale rocii de fundație

Proprietățile care trebuie determinate într-o primă etapă pentru a caracteriza din punct de vedere fizico-mecanic terenul de fundație sînt deformabilitatea, capacitatea de rezistență normală și tangențială, permeabilitatea și eventual starea inițială de efort [7].

Întrucît roca de fundație este un mediu complex, cu variații însemnate ale proprietăților mecanice și cu multe discontinuități, este bine ca determinările corespunzătoare să fie precedate de un studiu geologic extins, care să precizeze distribuția accidentelor tectonice, stratificația, planurile de intercalații, structura petrografică, gradul de alterare etc.

Se cunoaște că *modulul de elasticitate* E al unui material caracterizează compresibilitatea acestuia, adică deformabilitatea sub acțiunea solicitărilor. Cu cît valoarea acestuia este mai mare cu atît materialul este mai puțin compresibil (ceea ce face ca în cazul rocilor de fundație pentru baraje să se recomande moduli de elasticitate cît mai mari). În funcție de viteza de aplicare a solicitărilor, valorile găsite pentru E sînt diferite, distingîndu-se un *modul de elasticitate static* E_s, determinat prin aplicarea lentă a sarcinilor și un *modul de elasticitate dinamic* E_d, determinat prin aplicarea practic instantanee a sarcinilor.

Modulul de elasticitate static E_s se determină plecînd de la ipoteza că roca este un mediu elastic, omogen și izotrop. Încercările de laborator nu sînt reprezentative (ele conduc la valori foarte ridicate) deoarece comportarea „in situ" a rocii este puternic influențată de fisurație. Există două metode folosite curent pentru determinarea pe teren a modulului E_s.

— Prima metodă constă în încărcarea cu presiune hidrostatică a conturului unei galerii (de preferință circulare) practicate în amplasament și măsurarea deformațiilor radiale produse; pe baza deformațiilor se calculează modulul. Prin orientarea galeriilor în direcții diferite și prin măsurarea deformațiilor pe mai multe radiale se determină variația caracteristicilor elastice. Acest tip de încercare este mai adecvat pentru studiul galeriilor hidrotehnice, dar este deseori utilizat și pentru investigarea fundațiilor de baraje.

— A doua metodă constă în măsurarea deformațiilor unei suprafețe plane, încărcate cu sarcini normale. Încercarea se face de obicei cu ajutorul preselor hidraulice, în galerii special excavate în amplasament (fig. 2-9). Peretele opus al galeriei constituie baza de împingere. În practică se aplică sarcini de 300 ... 600 t

pe arii de circa 1 m², dar tendința actuală este de a aplica sarcini mai mari, pe arii mai extinse. Măsurînd deformațiile normale pe suprafața considerată mediu elastic semiinfinit, pe baza relațiilor lui Boussinesq se determină modulul de elasticitate. Pentru coeficientul lui Poisson se admit valori cuprinse între 0 și 0,15, variația acestuia conducînd la erori sub 2%.

Modulul de elasticitate dinamic E_d se determină cu metode seismice, măsurînd vitezele de propagare ale undelor de presiune longitudinale și transversale, generate de o explozie. Valorile modulului dinamic sînt mai puțin semnificative în studiul caracteristicilor mecanice ale rocilor de fundație, mai ales că pînă în prezent nu s-au găsit corelații satisfăcătoare cu modulul static. Metoda seismică permite însă determinarea grosimii pachetelor de straturi cu caracteristici diferite, orientarea discontinuităților etc.

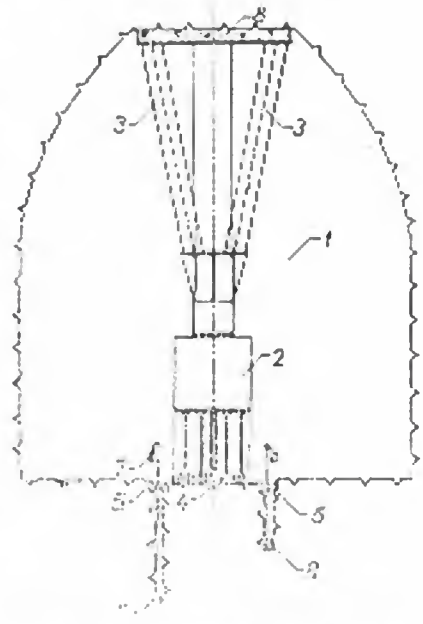


Fig. 2-9. Schema unei încercări de compresibilitate:
1 — galerie de prospecțiuni; *2* — presă (2 × 300 t); *3* — coloane de transmisie a presiunii; *4* — placă de cauciuc; *5* — extensometru; *6* — ancoraj; *7* — contragreutate; *8* — placă de beton armat.

Rezistențele admisibile de compresiune σ_{ad} se stabilesc pe baza încercărilor de compresibilitate, urmărind evitarea unor deformații mari sau supărătoare și menținerea comportării rocii în limita elastică. În ceea ce privește rezistențele de tensiune ale rocilor, acestea sînt reduse datorită discontinuităților și fisurației. De altfel, valoarea lor nu condiționează proiectarea barajelor.

Rezistențele de alunecare τ caracterizează capacitatea de rezistență tangențială a rocilor [7], determinînd stabilitatea la alunecare a unui baraj. Ca și în cazul deformabilității, este preferabil ca aceste determinări să se facă pe teren, pe zone cît mai extinse. În galeriile de încercare, praguri de rocă lăsate în radier sînt supuse lunecării prin aplicarea de forțe laterale cu ajutorul preselor plate (fig. 2-10). Forța normală pe planul de lunecare este controlată de un al doilea set de prese. Este indicat ca prin încercări diferite să se depisteze planurile de lunecare cele mai probabile, iar determinarea *coeziunii* c să corespundă acestora. Întrucît fundația barajului va fi în contact direct cu apa din lac, încercările se fac pe roca saturată.

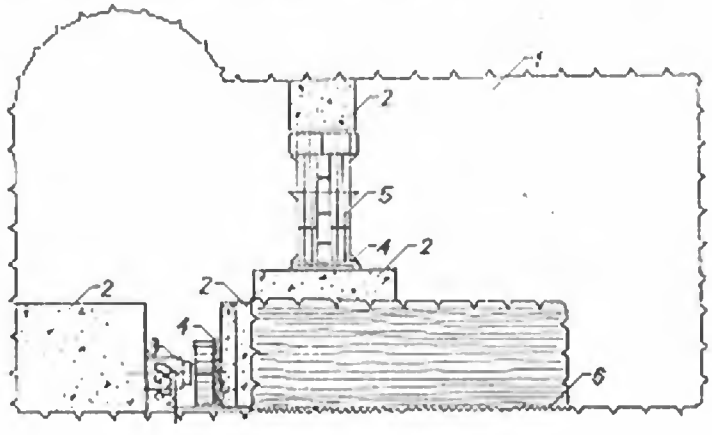


Fig. 2-10. Schema unei încercări de coeziune — frecare:
1 — galerie de prospecțiuni; *2* — bloc de beton; *3* — presă (300 t); *4* — prese plate; *5* — coloane de transmitere a presiunii; *6* — suprafață de forfecare.

Pentru determinarea *coeficientului de frecare statică* beton-rocă $f = \text{tg}\,\varphi$ se efectuează încercări similare, în care pragul de rocă este înlocuit de un bloc de beton, fundat în aceleași condiții ca barajul.

Dat fiind costul și dificultățile încercărilor de rupere prin lunecare „in situ", acestea sînt limitate și completate cu încercări triaxiale de laborator. Pentru scopurile practice, ambele arată că legea lui Coulomb:

$$\tau = c + \sigma\,\text{tg}\,\varphi \tag{1}$$

dă o indicație satisfăcătoare asupra rezistenței de lunecare τ. Efortul normal efectiv σ și unghiul de frecare internă φ se determină pentru situația rocii saturate.

Permeabilitatea terenului de fundație are la rîndul ei influență însemnată asupra comportării barajului, apa de infiltrație afectînd stabilitatea acestuia.

9. Condiții specifice

În cazul barajelor de greutate, care în mod normal încarcă fundațiile cu eforturi moderate, egale cu aproximativ 2 ... 3 ori înălțimea lor (în t/m²), rocile stîncoase și semistîncoase constituie terenuri bune de fundație. Pe terenuri nestîncoase se pot construi baraje de beton cu înălțimea pînă la 30 m, în cazul terenurilor nisipoase și argiloase, și pînă la 40 m, în cazul terenurilor de pietriș și bolovăniș.

În afara condiției de a avea rezistențe mecanice corespunzătoare, terenurile de fundație pentru barajele de greutate trebuie să fie omogene și puțin compresibile, pentru a se evita pericolul de fisurare din cauza tasărilor inegale.

În cazul rocilor șistoase și sedimentare, orientarea straturilor are o importanță deosebită pentru stabilitatea la alunecare și pentru pierderile de apă prin infiltrații. În general, înclinarea straturilor spre amonte este mai favorabilă din acest punct de vedere.

Fenomenele tectonice ale terenului de fundație trebuie bine detectate. Este necesar a se cunoaște prezența faliilor, a dislocărilor, a zonelor de alunecare sau prăbușire. Faptul că aceste procese sînt terminate sau în plină evoluție influențează în mare măsură soluțiile care se adoptă.

Permeabilitatea terenului de fundație favorizează pierderile de apă și impune lucrări de etanșare, uneori destul de costisitoare. În cazul barajelor de greutate, infiltrațiile pe sub talpa lor creează forțe de subpresiune, cu efecte defavorabile asupra stabilității generale. Dacă acest fenomen este cunoscut din vreme, se pot lua măsuri constructive care să diminueze sau să înlăture total aceste efecte.

§. 4. CONDIȚII MORFOLOGICE

10. Generalități

Cînd condițiile geologice sînt favorabile, un baraj de greutate poate fi construit în văi cu secțiune transversală de orice formă. Sînt de preferat formele continue, fără proeminențe sau depresiuni locale prea importante. Prin faptul că un baraj de greutate se execută din ploturi independente, separate prin rosturi de dilatație, comportarea sa în ansamblu nu este influențată de morfologia văii.

11. Rigole de eroziune

Surprize destul de neplăcute sînt oferite de aşa-numitele rigole de eroziune, ascunse sub albiile actuale ale rîurilor. Unul dintre exemplele cele mai cunoscute de acest gen este acela al barajului *Schrăh* din Elveţia. După cum se vede din schiţele prezentate în figura 2-11, rigola de eroziune pătrundea sub nivelul rîului Aa pe o adîncime de 44,50 m şi era colmatată cu aluviuni. Conturul terenului de fundaţie a fost determinat prin puţuri şi galerii excavate în versanţi, transversal şi în lungul văii. Costul lucrărilor a fost afectat serios de prezenţa acestei rigole, la început neaşteptate.

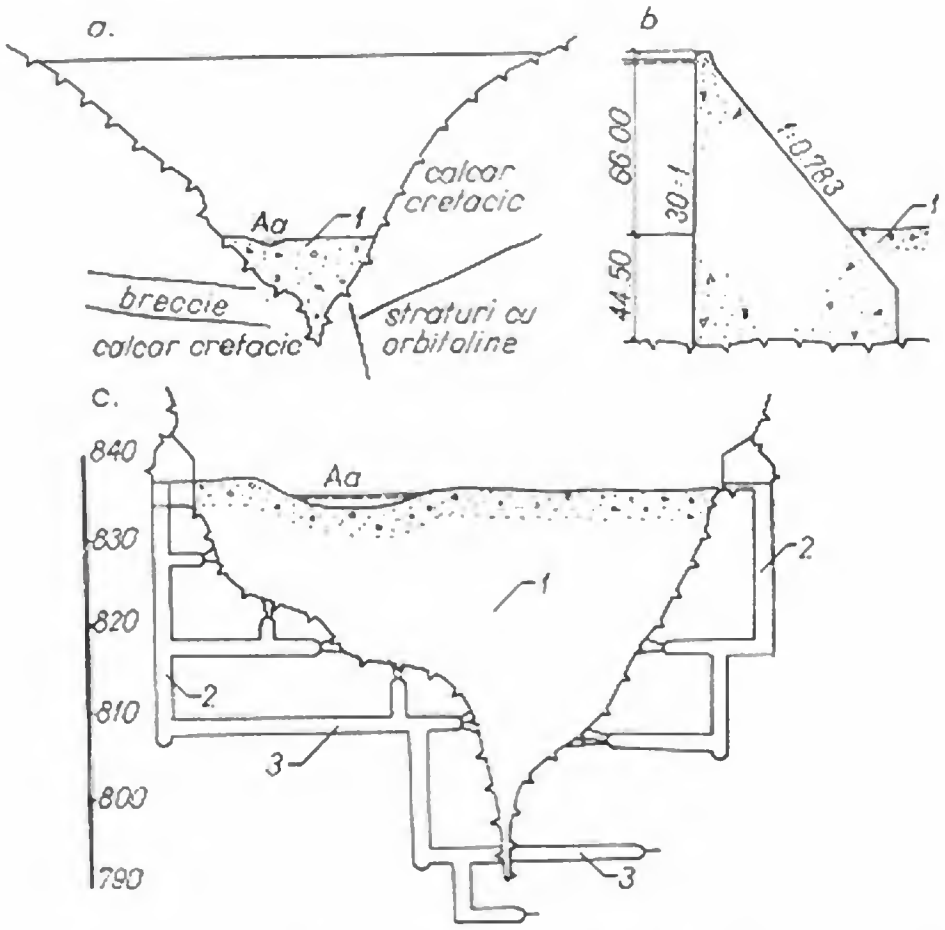


Fig. 2-11. Barajul Schrăh:
a — profil longitudinal; *b* — secţiune transversală; *c* — detaliu al rigolei de eroziune; *1* — depuneri aluvionare; *2* — puţ de prospecţiune; *3* — galerie orizontală.

O situaţie similară s-a întîlnit şi la execuţia barajului *Hanibal* din Franţa (fig. 2-12). Profilul geologic şi localizarea rocii de fundare s-au realizat prin foraje înclinate, executate din galeria de prospecţiuni de pe malul drept. În final

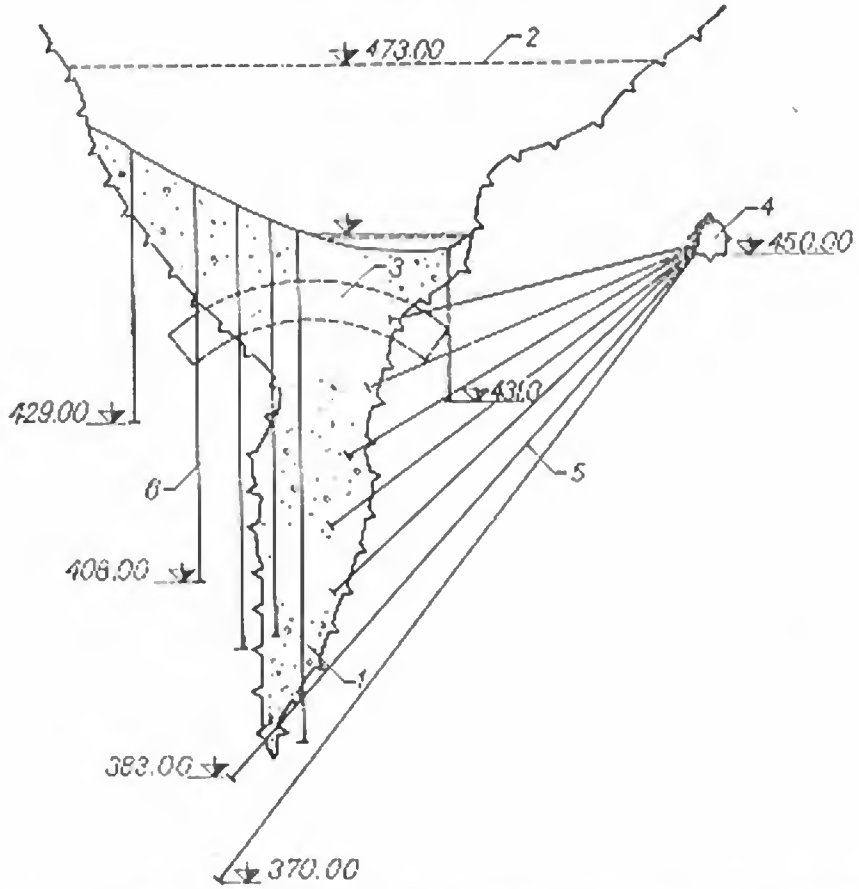


Fig. 2-12. Profil transversal prin amplasamentul barajului Hanibal:
1 — aluviuni; *2* — limita coronamentului; *3* — boltă de închidere; *4* — galerie de prospecțiuni; *5* — foraje înclinate; *6* — foraje verticale.

porțiunea canionului a fost închisă printr-o vută de beton armat, de 50 m adîncime și 26 m lățime, care etanșează zona aluvionară și pe care reazemă barajul propriu-zis.

12. Văi în formă de chei

Deși văile înguste, sub formă de chei, sînt amplasamente foarte favorabile din punct de vedere morfologic pentru realizarea unor baraje economice, uneori situația se complică.

Spre exemplu în zona *Grésin*, pe Rhône (fig. 2-13), urma să se realizeze un baraj (construit astăzi la Génissiat). Forma deosebită a văii, îngustă și foarte adîncă, cu surplombe importante ale versanților, a făcut ca amplasamentul să fie schimbat.

Se poate cita de asemenea cazul barajului *Sautet* din Franța (fig. 2-14), care inițial a fost proiectat ca un baraj arcuit. De teama prăbușirilor de blocuri care

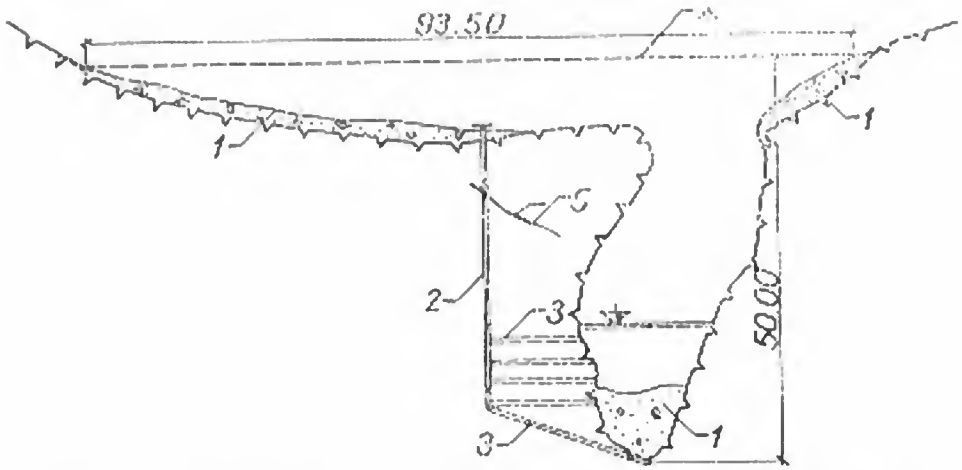


Fig. 2-13. Profil transversal prin amplasamentul barajului Grésin:
1 — aluviuni; *2* — puț vertical; *3* — galerii de prospecțiuni; *4* — limita coronamentului; *5* — falie.

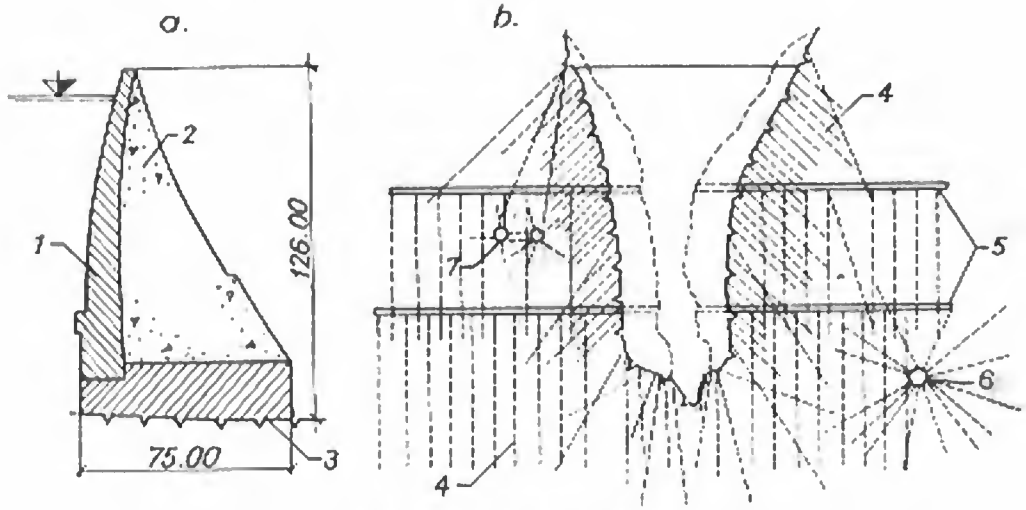


Fig. 2-14. Barajul Sautet:
a — profil; *b* — secțiune transversală prin amplasament; *1* — baraj arcuit; *2* — umplutură de beton; *3* — bloc de fundație; *4* — voal de etanșare; *5* — galerie de injecții; *6* — galerie de deviere; *7* — galerie forțată.

s-ar fi putut desprinde de pe versanți, barajul s-a consolidat în aval printr-un masiv de beton. Profilul actual al barajului este foarte apropiat de acela al unui baraj de greutate, iar costul a crescut simțitor față de prevederile inițiale.

13. Influența formei văii asupra comportării barajului

Faptul că forma văii influențează alegerea tipului de baraj se confirmă o dată în plus în situațiile în care barajele de greutate se execută în văi înguste. Un exemplu îl constituie chiar barajul *Orzea*, construit pe Ialomița superioară. La o înălțime de 25,5 m, acest baraj închide o vale de numai 7 m lățime, încastrîndu-se pe contur în roca calcaroasă.

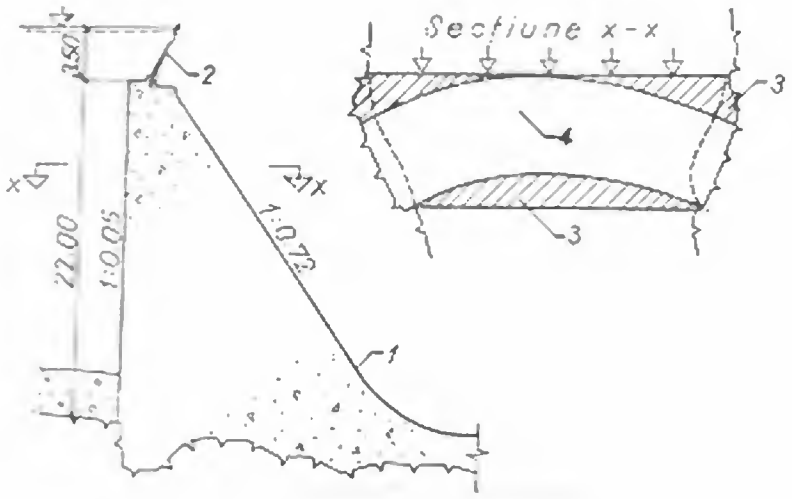


Fig. 2-15. Barajul Orzea:
1 — parament deversant; *2* — stavilă; *3* — zonă tensionată; *4* — boltă activă.

În aceste condiții este evident că presiunea hidrostatică este preluată în mai mare măsură după orizontală, ca în cazul unui baraj arcuit, decît după verticală. Într-o secțiune orizontală (fig. 2-15), dacă se exclud zonele tensionate, se obțin bolți active, care sînt adevăratele elemente de rezistență. Iată deci că pînă la urmă forma văii determină modul de comportare al barajului construit.

§ 5. PROFILE CARACTERISTICE

14. Profile caracteristice

Profilele barajelor de greutate construite după anul 1900 au în majoritatea lor formă triunghiulară, mai rațională decît forma dreptunghiulară sau trapezoidală a barajelor spaniole, construite în evul mediu. Cu toate acestea, modul în care este repartizat betonul în profilele triunghiulare diferă de la o țară la alta, ținînd seama de condițiile naturale locale și de criteriile de dimensionare admise.

În figurile 2-16 și 2-17 sînt redate cîteva din profilele celor mai cunoscute baraje de greutate. Se constată că:

— în toate cazurile, paramentele aval fac unghiuri mai mari cu verticala decît paramentele amonte;

— în unele cazuri, funcție de forțele care acționează sau de alți factori, unul din paramente sau amîndouă prezintă frînturi;

— în medie raportul $\lambda = B/H$ între lățimea la bază B și înălțimea barajului H are valori cuprinse între 0,75 și 0,85;

— grosimile coronamentelor sînt de ordinul a cîțiva metri;

— parte din baraje au profilul rotunjit la creastă, pentru a permite deversarea apelor spre aval.

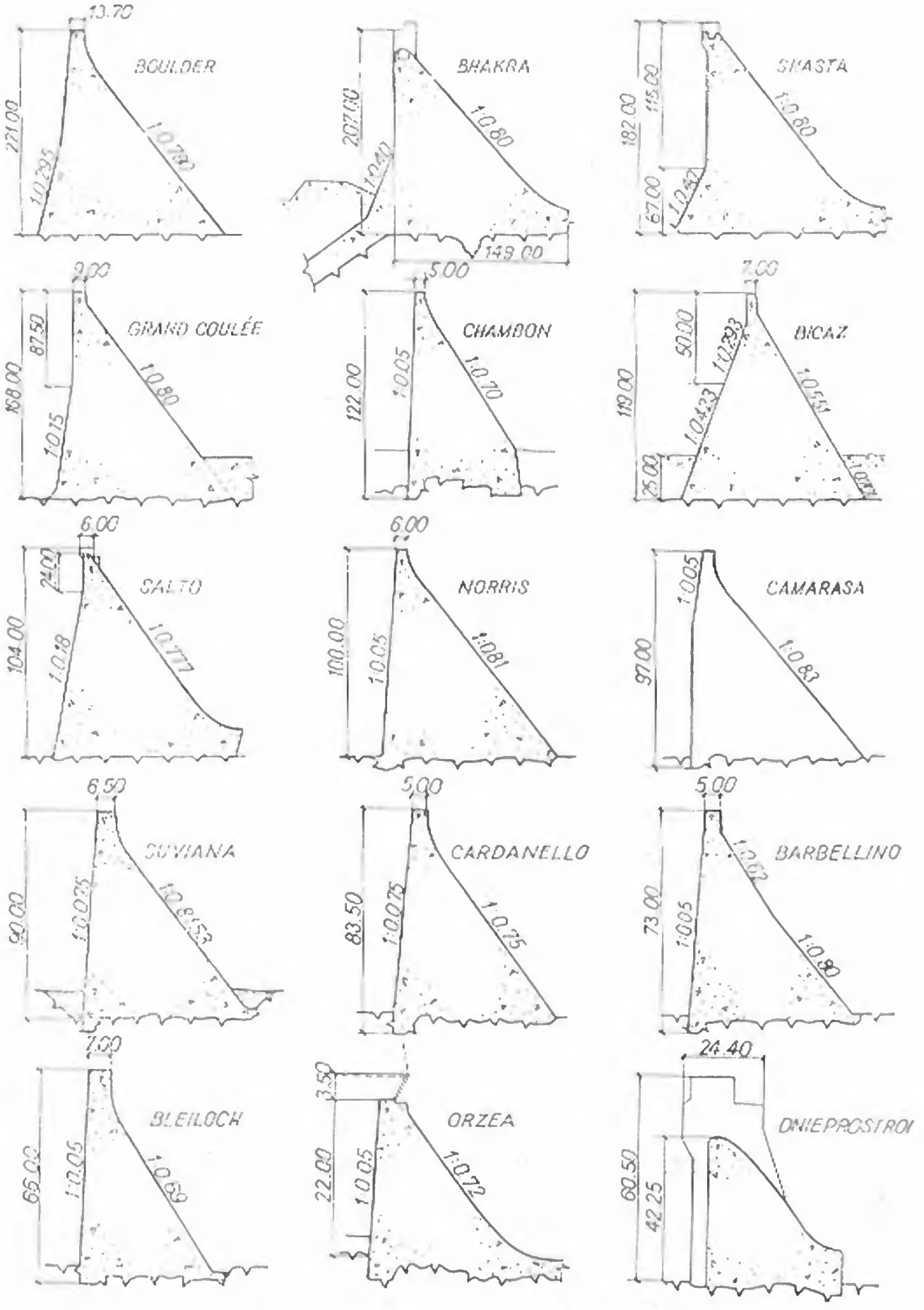


Fig. 2-16. Profile de baraje de greutate (*1*).

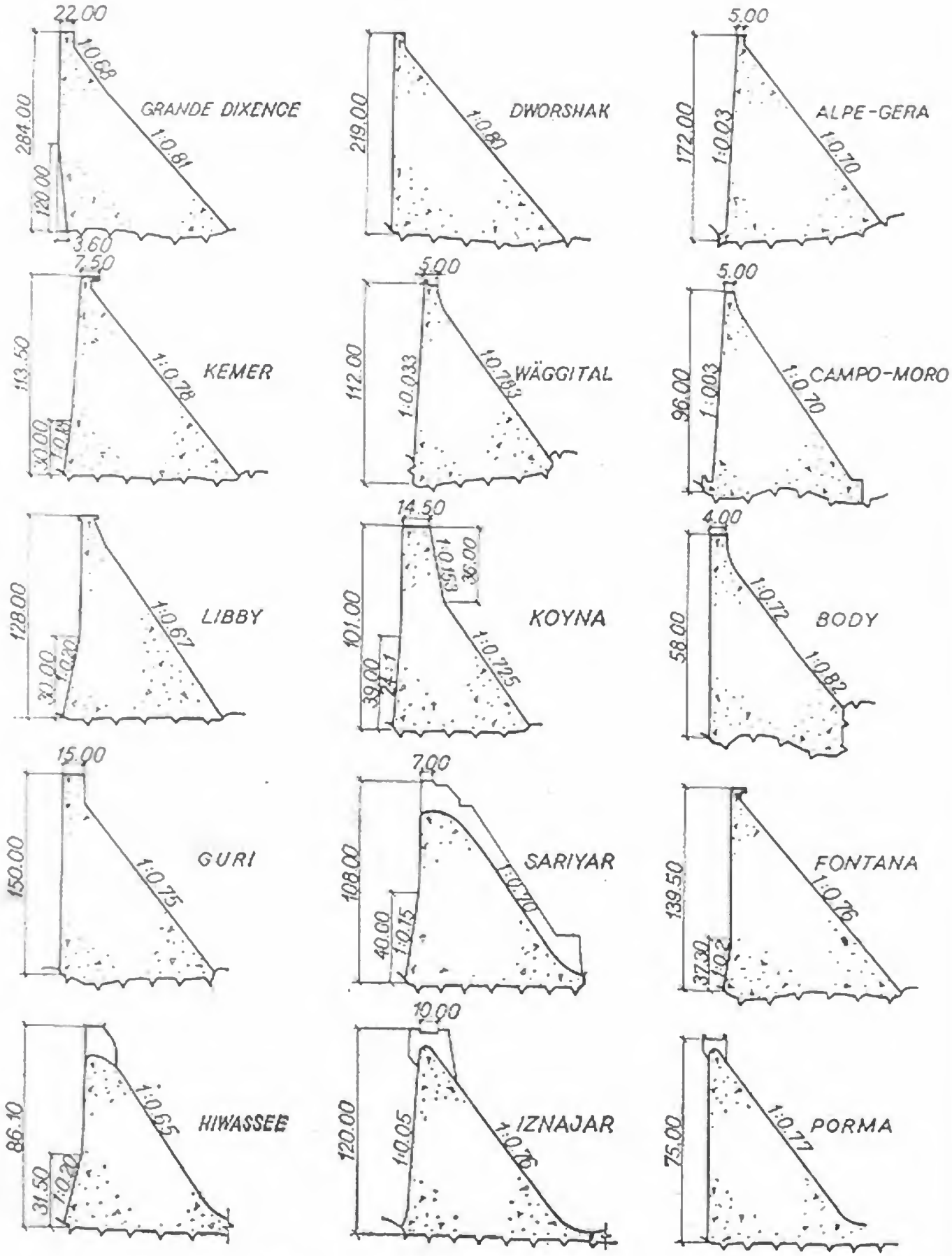


Fig. 2-17. Profile de baraje de greutate (2).

15. Clasificări

Din punctul de vedere al formei geometrice, profilele barajelor de greutate se clasifică în:

— profile cu ambele paramente înclinate;
— profile cu paramentul amonte vertical;
— profile cu paramente frînte (poligonale).

Din punctul de vedere al posibilităților de evacuare a apelor mari, profilele se clasifică în:

— profile nedeversante;
— profile deversante.

16. Exemple de baraje de greutate

— *Barajul Izvorul Muntelui — Bicaz* este amplasat într-o zonă de defileu cu condiții topogeologice favorabile (fig. 2-18). Înălțimea maximă este de 127 m, lungimea la coronament de 435 m, iar volumul de beton turnat de 1 625 000 m³. În amplasament roca de bază este constituită din gresii de Tarcău, dispuse în straturi, cu intercalații de șisturi argiloase. În profil transversal, paramentele părții superioare corespund zonelor de înălțime mai redusă de pe versanți. Paramentele părții inferioare au fost evazate pentru a se asigura condițiile de stabilitate în ansamblu. Se remarcă forajele de drenaj, care pătrund în roca de fundație pentru micșorarea subpresiunilor, tuburile de drenaj ale apelor infiltrate prin paramentul amonte și galeriile de vizitare și evacuare a apelor drenate.

— *Barajul Grande Dixence* (fig. 2-19) este cel mai înalt din lume. La o înălțime de 283 m, are lățimea la bază de 198 m, iar la coronament de 22 m. Cu un volum de beton de 5,96 mil. m³, acest baraj realizează un lac de 400 mil. m³ apă, ceea ce corespunde unei acumulări specifice foarte slabe, de 70 m³ apă/m³ beton. Distanța dintre rosturi, injectate ulterior, este de 16 m. Betoanele interioare s-au turnat cu un dozaj de 160 kg ciment/m³, iar cele de la paramente cu 250 kg ciment/m³. Efortul maxim de compresiune, în condiții normale de încărcare, este de 70 kg/cm². În vederea unei intrări mai rapide în funcțiune, barajul s-a construit în cinci etape, dintre care prima asigura o înălțime de reținere de 180 m. Legătura între elementele turnate în celelalte etape s-a realizat prin umplerea ulterioară cu beton a rosturilor lăsate în acest scop.

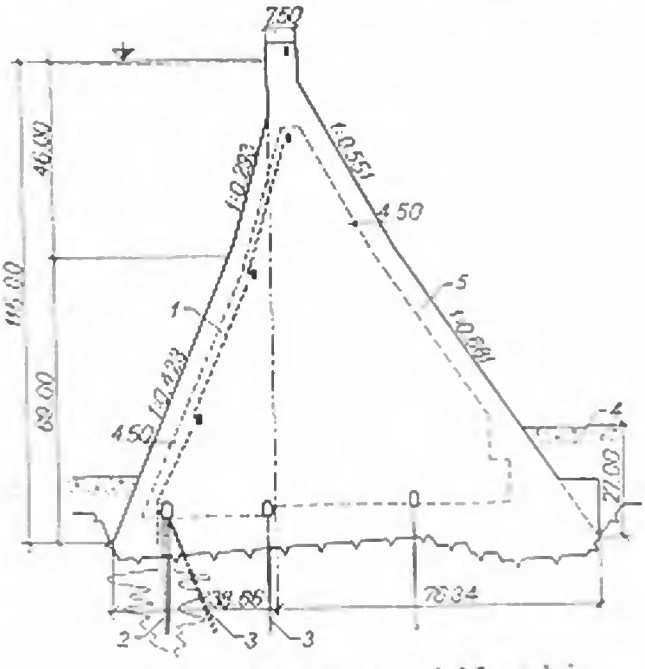


Fig. 2-18. Barajul Izvorul Muntelui:
1 — tuburi de drenaj; *2* — voal de etanșare; *3* — foraje de drenaj; *4* — umplutură; *5* — strat exterior de protecție.

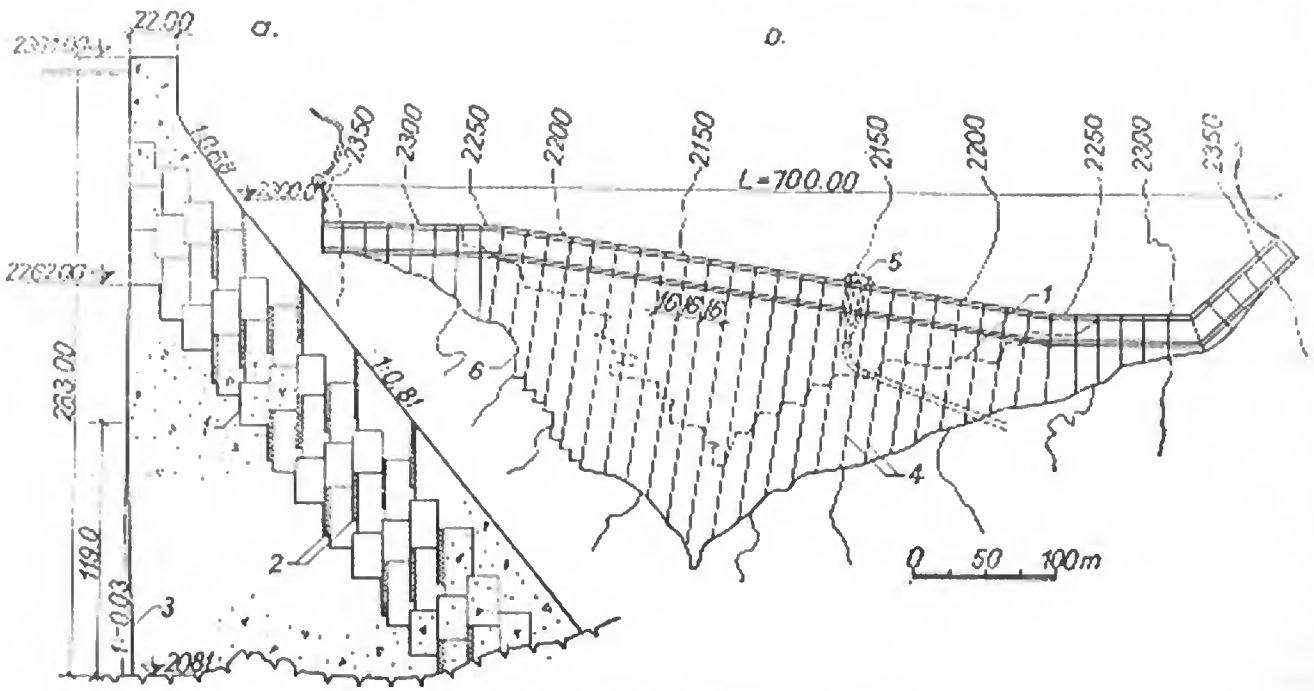


Fig. 2-19. Barajul Grande Dixence:
a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — prima etapă; *2* — rosturi betonate; *3* — surplombă; *4* — rosturi transversale; *5* — priză; *6* — limita amprizei.

— *Barajul Bratsk*, înalt de 127 m, deține recordul în domeniul barajelor de greutate din U.R.S.S. El a fost astfel conceput (fig. 2-20) încît să cuprindă în interiorul său agregatele centralei-baraj. Golul sălii mașinilor, studiat pe modele fotoelastice, evită prin forma aleasă concentrările de eforturi pe contur. Rosturile transversale au fost lărgite la 3,0 m pentru micșorarea forțelor de subpresiune.

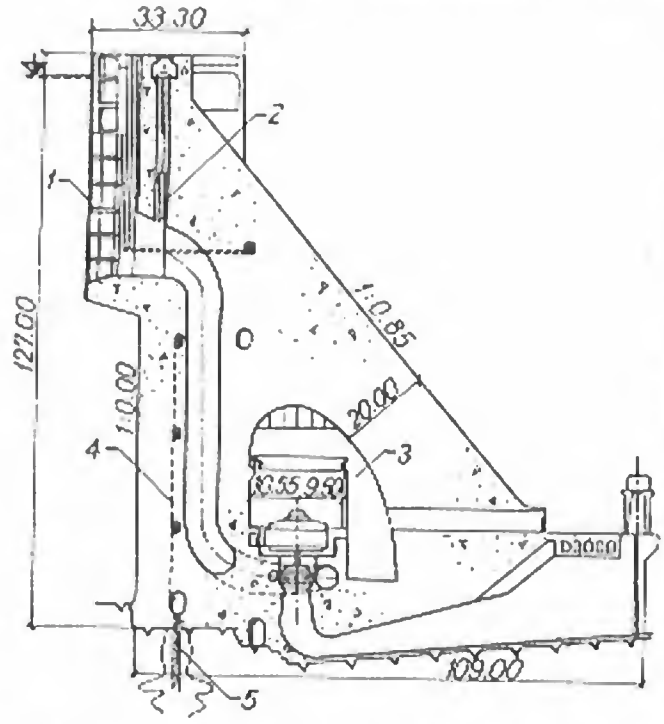


Fig. 2-20. Secțiune prin uzina-baraj Bratsk:
1 — priză de apă; *2* — stavilă de admisie; *3* — sala mașinilor; *4* — tuburi de drenaj; *5* — voal de etanșare.

— *Barajul Boulder* (denumit ulterior *Hoover*) deținea recordul de înălțime înainte de construcția barajului Grande Dixence. La o înălțime de 221 m, acest baraj, intrat în funcțiune în anul 1936, realizează o acumulare de 38,29 miliarde m³. Acumularea specifică, care revine la 10 600 m³ apă/m³ beton, figurează printre cele mai avantajoase din lume. După cum se vede din figura 2-21, barajul prezintă o curbură destul de accentuată în plan, ceea ce face ca el să fie încadrat în categoria barajelor „de greutate în arc". Prin această dispoziție, aplicată și la alte baraje de greutate construite anterior, o parte din presiunea hidrostatică este transmisă la versanți, descărcînd consolele verticale.

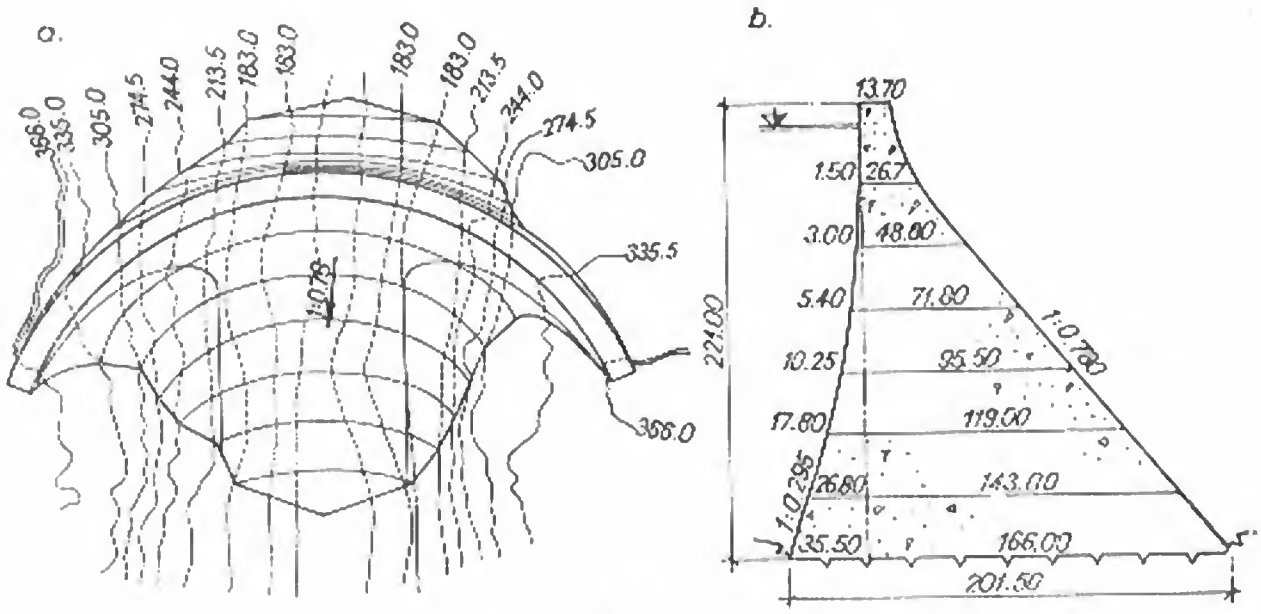


Fig. 2-21. Barajul Boulder:
a — vedere în plan; *b* — secțiune transversală.

— *Barajul Bao*, intrat în funcțiune în anul 1960 în Spania, are o înălțime de 107 m și o lungime la coronament de 257 m (fig. 2-22). Adoptarea unui baraj de greutate într-o vale cu raport *L/H* favorabil construcției unui baraj arcuit, mai zvelt, a fost dictată de condiția intrării în funcțiune în etape. Profilul transversal,

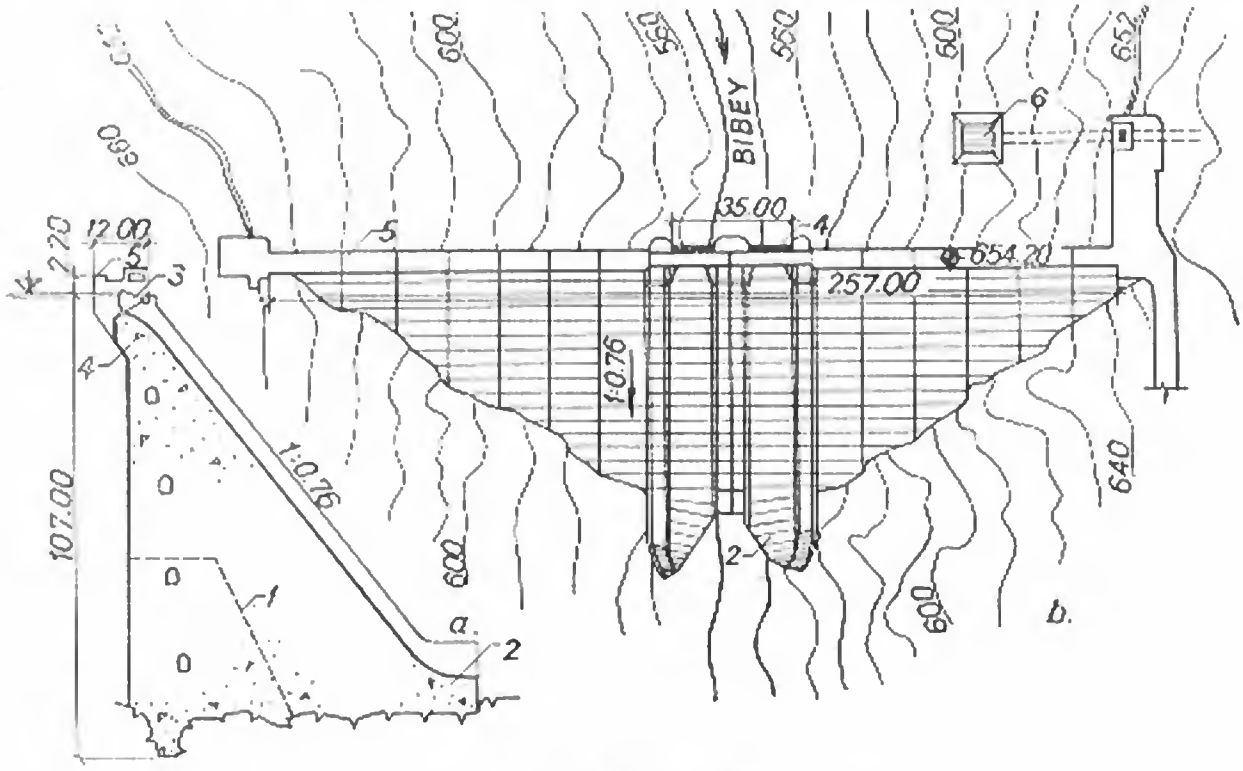


Fig. 2-22. Barajul Bao:
a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — prima etapă; *2* — trambulină; *3* — stavilă segment; *4* — cap deversant; *5* — drum de coronament; *6* — priză de apă.

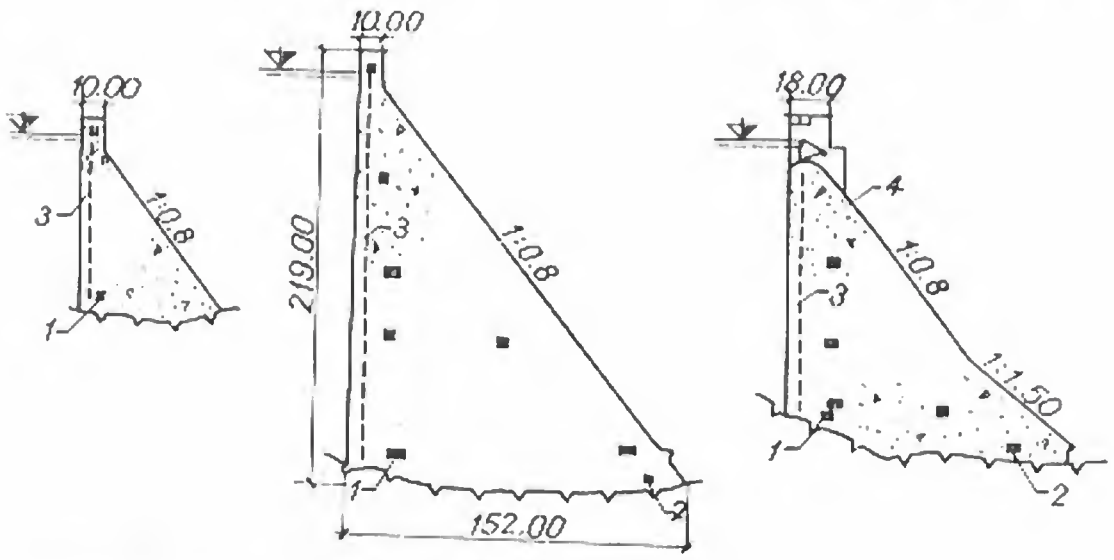


Fig. 2-23. Barajul Dworshak:
1 — galerie de injecții; *2* — galerie de drenaj; *3* — tuburi de drenaj; *4* — parament deversant.

cu parament amonte vertical și înclinarea mai redusă a paramentului aval, oglindește buna calitate a rocii de fundație, constituită din granite. Debitul maxim, destul de ridicat (1420 m³/s), a impus adoptarea unui sistem complex de descărcători, pe lîngă zona deversantă a barajului propriu-zis.

— *Barajul Dworshak* din S.U.A., cu o înălțime de 219 m (fig. 2-23), este cel mai înalt baraj de greutate construit în ultimul deceniu. Lățimea la bază atinge 152 m, iar volumul de beton pus în operă este de 5,25 mil. m³.

În figura 2-23 sînt reprezentate trei secțiuni caracteristice prin baraj, în zona deversantă și cea nedeversantă. Volumul mare de beton a impus măsuri severe de prevenire a fisurării, constînd în prerăcirea betonului și răcirea artificială a corpului barajului.

§ 6. AMENAJAREA FUNDAȚIILOR

17. Alcătuirea în secțiune transversală

Ca și dispoziția generală a barajului, alcătuirea fundațiilor este direct influențată de condițiile geologice din amplasament. Rezistența și omogenitatea rocii, gradul de alterare și fisurație, sînt elementele de care depind dimensiunile și adîncimile fundațiilor [8].

În mod normal, suprafața de fundație se excavează neregulat, cu proeminențe și adînciturі care să mărească stabilitatea la alunecare a barajului (fig. 2-24). În cazul rocilor sedimentare, în special cînd stratificația este orientată defavorabil, sau cînd coeficientul de frecare statică beton-rocă este redus, barajul se încastrează în teren pe adîncimi mari, pentru a folosi și rezistența straturilor din aval (fig. 2-24, *a*).

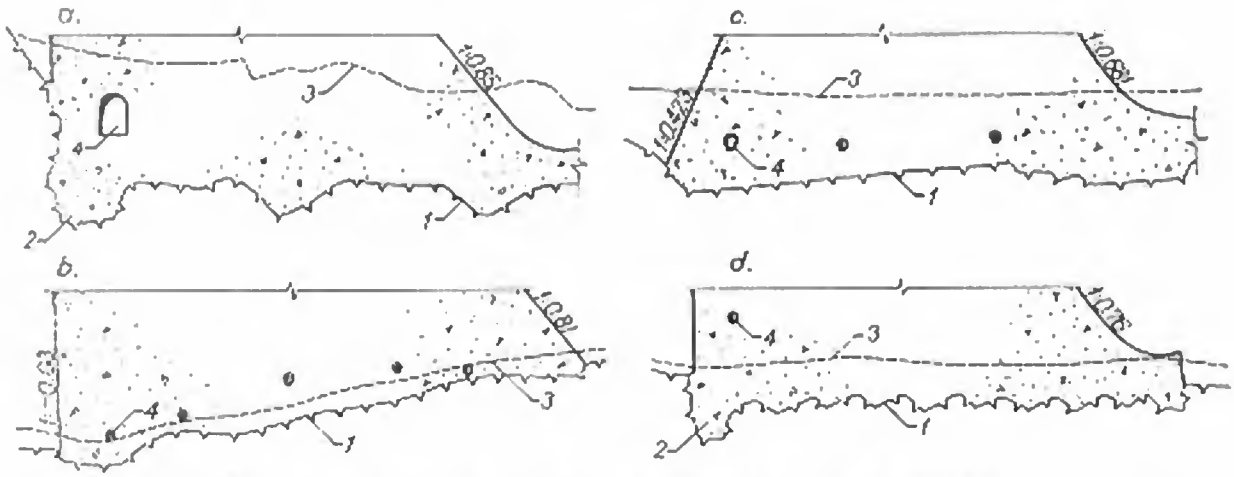


Fig. 2-24. Exemple de fundare a barajelor de greutate:
a — în den Schlagen; *b* — Grande Dixence; *c* — Izvorul Muntelui — Bicaz; *d* — Bao — Puente Bibery; *1* — linia fundației; *2* — pinten; *3* — teren natural; *4* — galerie de picior.

În același scop, suprafața de fundație se înclină uneori spre amonte, cu pante de ordinul 1 : 20, 1 : 15, 1 : 10, mieșorîndu-se pe această cale forțele tangențiale. Înclinarea se poate realiza profitînd de orientarea generală a rocii de bază, ca în cazul barajului *Grande—Dixence* (fig. 2-24, *b*), sau prin crearea de redane, după cum s-a procedat la barajul de la *Bicaz* (fig. 2-24, *c*).

În vederea opririi infiltrațiilor care s-ar putea produce de-a lungul suprafeței de fundație și a antrenării masivului stîncos în preluarea forțelor orizontale, majoritatea barajelor sînt prevăzute cu un pinten la piciorul amonte, care pătrunde pe adîncimi de ordinul metrilor în terenul de fundație (fig. 2-24, *d*).

Sînt situații în care, din cauza profilului terenului de fundație sau a fenomenelor de eroziune din albie, fundațiile iau forme neobișnuite. Spre exemplu, în cazul barajului *Chambon*, fundat într-o vale glaciară, la descoperită s-au identificat două rigole de eroziune foarte dezvoltate la picioarele amonte și aval (fig. 2-25).

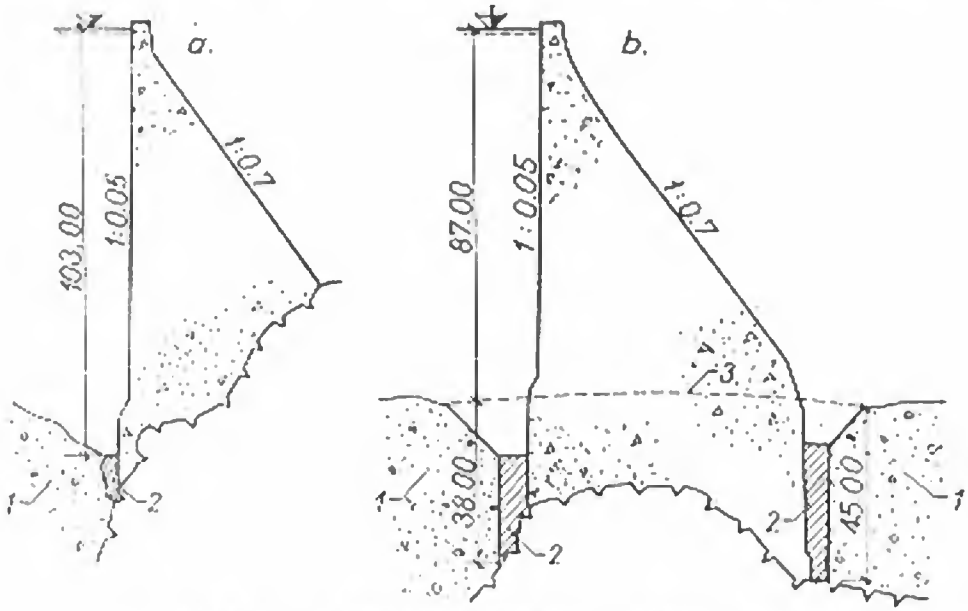


Fig. 2-25. Fundația barajului Chambon:
a — pe versanți; *b* — în albie; *1* — aluviuni; *2* — plombă de beton; *3* — teren natural.

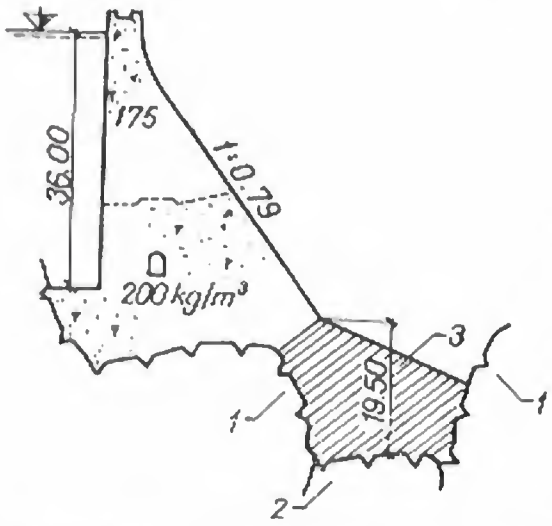


Fig. 2-26. Fundația barajului Schluchsee:
1 — granit sănătos; *2* — zonă de alunecare; *3* — bloc de beton.

La execuția fundațiilor s-a profitat de înclinarea spre amonte a rocii de bază, iar în albie rigolele au fost umplute cu beton. La barajul *Schluchsee* zona de alunecare de la piciorul aval s-a consolidat printr-o plombă masivă de beton (fig. 2-26).

18. Alcătuirea în secțiune longitudinală

După axul longitudinal al barajului, fundațiile urmăresc în general profilul văii barate. Pentru a se evita fisurarea betoanelor, este recomandabil a se amenaja terenul, înlăturîndu-se proeminențele stîncoase locale, care, prin discontinuitatea lor, favorizează acest fenomen.

În scopul asigurării unei bune stabilități longitudinale a ploturilor componente, fundațiile barajelor masive executate în trecut se realizau în trepte. După cum se vede în figura 2-27, *a*, un plot putea rezema pe 3 ... 4 asemenea trepte, cu înălțimea limitată la circa 3 m. Pe lîngă dificultățile de execuție pe care le comportau, aceste trepte măreau pericolul de fisurare a betoanelor. La barajele moderne s-a renunțat la această dispoziție, suprafața de fundație excavîndu-se cu neregularități, dar avînd o continuitate generală (fig. 2-27, *b*). Pentru a se evita eventuala alunecare spre mijlocul văii a ploturilor turnate pe versanți, este recomandabil ca betonarea să se efectueze începînd din vale spre versanți. Procedînd astfel, ploturile situate la cote superioare pot rezema pe cele turnate la cote inferioare.

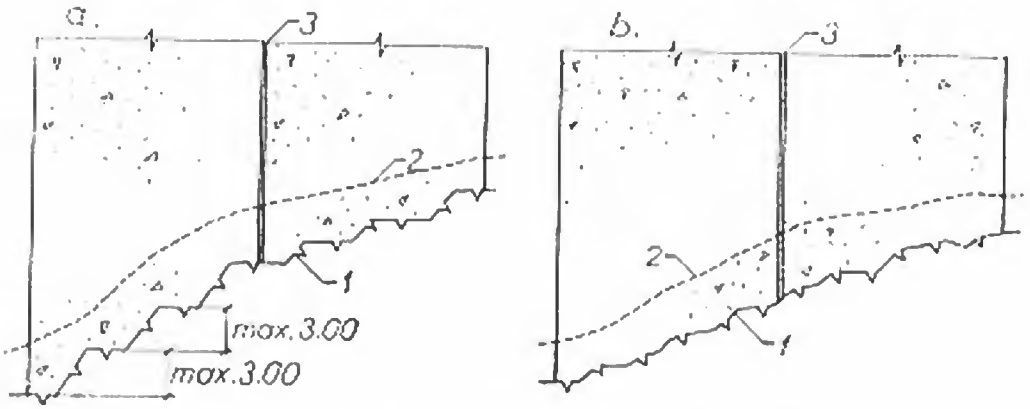


Fig. 2-27. Fundarea în secțiune longitudinală:
a — în trepte; *b* — continuă; *1* — suprafață de fundație; *2* — linia terenului natural; *3* — rost.

19. Execuția excavațiilor

În condiții geologice normale pentru a feri roca de fundație de fisurări, excavațiile se execută în două faze principale: excavații grosiere și excavații de finisaj.

Excavațiile grosiere se atacă începînd de la partea superioară a versanților spre talveg. Materialul provenit din săpături se rostogolește spre platformele intermediare de evacuare, sau, la înălțimi mai reduse, direct în talveg, de unde este transportat în halda de steril. În apropierea limitei acestei faze, excavațiile se execută cu încărcături reduse (200 g/gaură).

Excavațiile de finisaj au drept scop profilarea definitivă a fundațiilor prin înlăturarea ultimului strat de rocă, cu grosimea în jur de 1,00 ... 1,50 m. Cea mai mare parte a acestui strat se excavează cu încărcături de circa 100 g/gaură, ultimii decimetri înlăturîndu-se cu ciocanul de abataj, sau în cazuri excepționale, cu încărcături de 50 g/gaură.

După terminarea excavațiilor, suprafața de fundație se pregătește pentru betonare. Această operație începe prin îndepărtarea rocii fisurate și a bucăților de stîncă rămase de la excavații și curățirea de praf sau corpuri străine. După curățire se trece la spălarea suprafeței cu un jet de apă sub o presiune de circa 4 at și apoi cu un jet combinat de apă cu aer, la aceeași presiune. Spălarea încetează cînd apa se scurge limpede. După prima spălare, suprafața de fundație se curăță îngrijit cu perii metalice și se suflă apoi cu aer comprimat la o presiune de circa 4 at. Dacă este cazul, aceste operații se pot repeta.

La terenurile de fundație alcătuite din roci care după dezvelirea lor se alterează în contact cu aerul (șisturi, argile silicioase, argilite, eventual cu alternanțe de calcare sau gresii), se excavează porțiuni reduse, astfel încît aceste suprafețe să rămînă descoperite cît mai puțin timp.

20. Tratarea fundației

După curățirea suprafeței de fundație se trece la tratarea zonelor fisurate și a faliilor. Filoanele de argilă și faliile cu grosimi de 1 ... 20 cm se curăță de materialul alterat pe o adîncime de 1,5 ori lățimea, în orice caz mai mare de 30 cm. Zonele fisurate se excavează suplimentar în conformitate cu indicațiile geologice. Plombarea se face odată cu începerea betonării, fie cu mortar de granulație mai mare, fie cu beton de aceeași calitate cu cel din corpul barajului.

Pe lîngă aceste tratamente superficiale, uneori se aplică măsuri constructive în vederea uniformizării proprietăților fizico-mecanice ale suprafeței de fundație. Spre exemplu, în figura 2-28 se prezintă lucrările de plombare efectuate în fundația barajului *Poiana Uzului* [9]. Barajul este fundat pe un fliș carpatic, în fundație apărînd numeroase zone cu roci grezoase degradate și pachete de marne deformabile. În majoritatea cazurilor s-a procedat la excavarea lor pe o adîncime egală cu grosimea pachetului și la plombarea ulterioară cu beton. S-au utilizat mai multe tipuri de plombări (fig. 2-28).

Soclurile de *tip I* s-au aplicat în cazul pachetelor de marne care depășeau 50 cm. Betonarea lor s-a efectuat odată cu execuția excavațiilor, iar pentru a evita fisurarea s-au prevăzut rosturi la distanțe variind între 5 și 10 m.

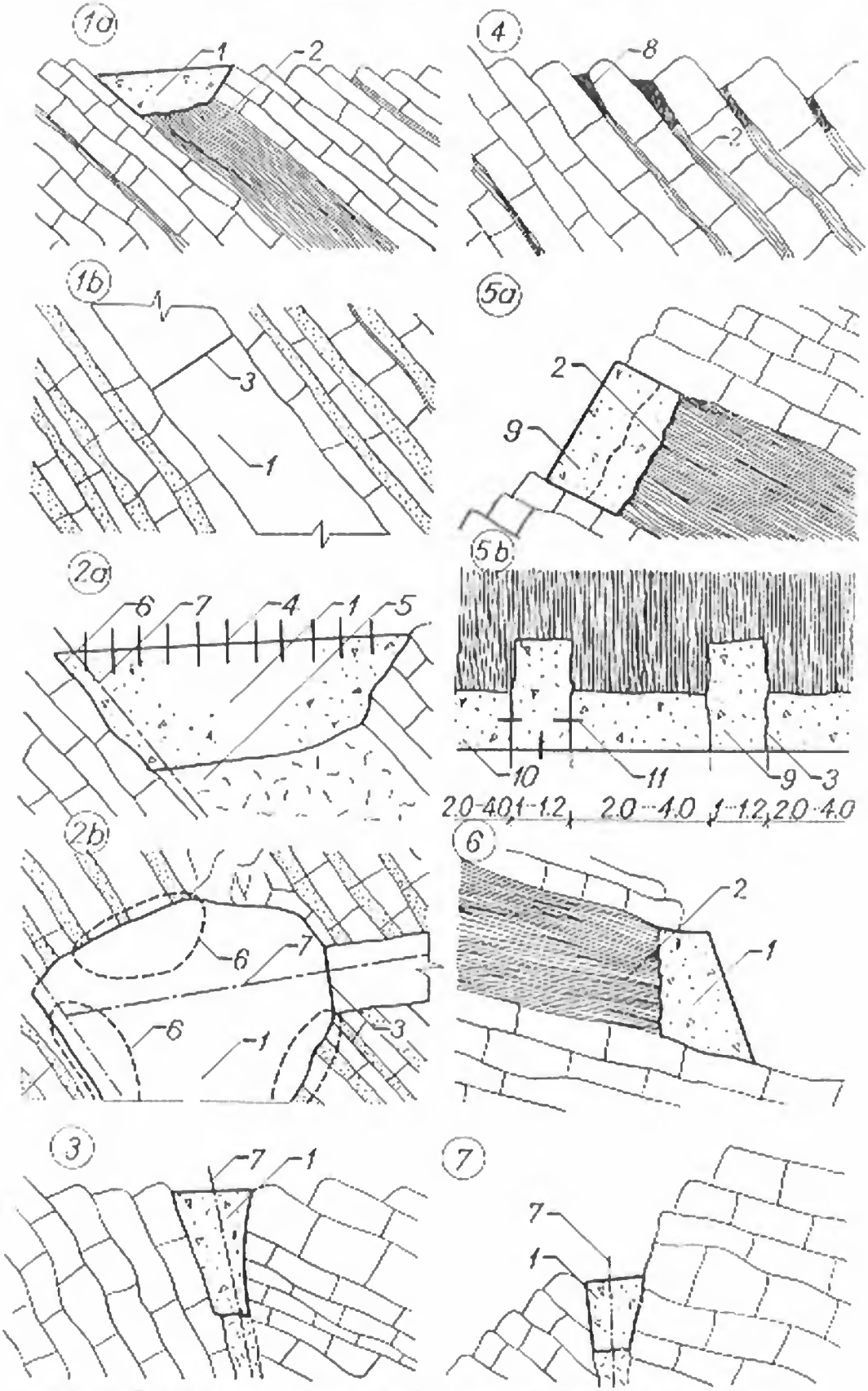


Fig. 2-28. Tratarea terenului de fundație la barajul Poiana Uzului:

1 — soclu de beton; *2* — pachet de șisturi marnoase; *3* — zăst înclinat în soclu; *4* — armături; *5* — zonă brecifiată; *6* — rocă sănătoasă; *7* — falie; *8* — plombă din mortar de ciment; *9* — stîlp intermediar; *10* — zid de beton; *11* — mustăți de legătură.

Soclurile de *tip 2* s-au aplicat în zonele brecifiate sau cu gresii degradabile în contact cu apa şi agenţii atmosferici, jucînd rolul primei lamele de beton. În zona superioară au fost prevăzute mustăţi de armătură pentru a mări rezistenţa tangenţială.

Plombele de *tip 3* s-au aplicat în zona faliilor cu material degradat şi permeabil. Adîncimea lor a fost aleasă în funcţie de posibilităţile de excavaţie manuală comodă.

Plombele de *tip 4* au fost realizate în zonele de gresii sănătoase cu intercalaţii de marne argiloase, în pachete subţiri de 1 ... 5 cm. Intercalaţiile au fost înlăturate pe 10 ... 20 cm, prin jeturi de aer comprimat şi înlocuite cu beton de granulaţie fină.

Zidurile de *tip 5* s-au aplicat pe versantul stîng, acolo unde pachetele de şisturi marnoase aveau grosimi de 2 ... 3 m. Fisuraţia rocii adiacente a impus o execuţie în două etape, în prima fază executîndu-se o serie de stîlpi, la 2 ... 4 m distanţă, ce pătrundeau pe o adîncime de 1 m. Sub protecţia lor s-au excavat şisturile pe o adîncime de 30 ... 40 cm. În mod similar s-au executat şi zidurile de *tip 6*, de la versantul drept, pe tronsoane mai mari, de ordinul a 5 ... 7,50 m.

Plombele de *tip 7* s-au aplicat în special pe versantul stîng, pentru zonele de falii. Fundaţia barajului este prevăzută cu un sistem de galerii de acces şi întreţinere care permite supravegherea directă a suprafeţei de fundaţie şi asigură posibilitatea de intervenţie.

21. Consolidarea rocii de fundaţie

Cînd prezintă o fisuraţie importantă, terenul de fundaţie se consolidează prin injectare cu suspensie de ciment. Această operaţie are drept scop:

— umplerea fisurilor şi a golurilor pentru realizarea unui masiv omogen de rocă;

— micşorarea permeabilităţii terenului şi deci reducerea infiltraţiilor de apă şi a subpresiunilor exercitate de acestea;

— realizarea unei legături solide şi etanşe a fundaţiilor cu stînca.

Injecţiile de consolidare se efectuează în găuri de foraje (fig. 2—29). Adîncimea pînă la care pătrund în rocă variază între 5 şi 15 m, în raport cu tipul construcţiei, încărcările pe care aceasta le exercită şi structura geotectonică a fundaţiei. Forajele pentru injectare, care acoperă în mod uniform suprafaţa de injectat, se situează la o distanţă de ordinul a 2 ... 3 ... 4 m unele de altele (fig. 2—29, *a*). Desimea lor variază în raport cu aceiaşi factori, fiind cuprinsă între 7,5 şi 25 m² suprafaţă de fundaţie/ gaură de foraj. Suprafaţa specifică de 15 ... 20 m²/gaură este frecvent adoptată [10]. În roci tari, în general slab fisurate, şi la baraje cu înălţimea peste 30 m, adîncimea de injectare curent folosită este de circa 5 m (fig. 2—29, *b*).

O atenţie deosebită se acordă injectării zonelor de fisuraţie intensă, dislocaţiilor, faliilor şi în general deranjamentelor tectonice care apar în fundaţie sau în apropierea ei. Forajele se îndesesc în aceste sectoare, iar injectarea se extinde şi în zonele accidentate adiacente fundaţiei. Cînd crăpăturile rocii sînt mari (peste 3 mm) găurile se execută cu ciocane perforatoare grele.

Este recomandabil ca injectarea să se facă după ce terenul de fundaţie a fost acoperit cu primele lamele de beton. În acest fel se evită ieşirea suspensiei de ciment injectate, prin fisuri, la suprafaţă. Vechimea stratului de beton străbătut trebuie să fie de minimum 5 zile (sau să aibă o rezistenţă de 25 kg/cm²), pentru a permite ulte-

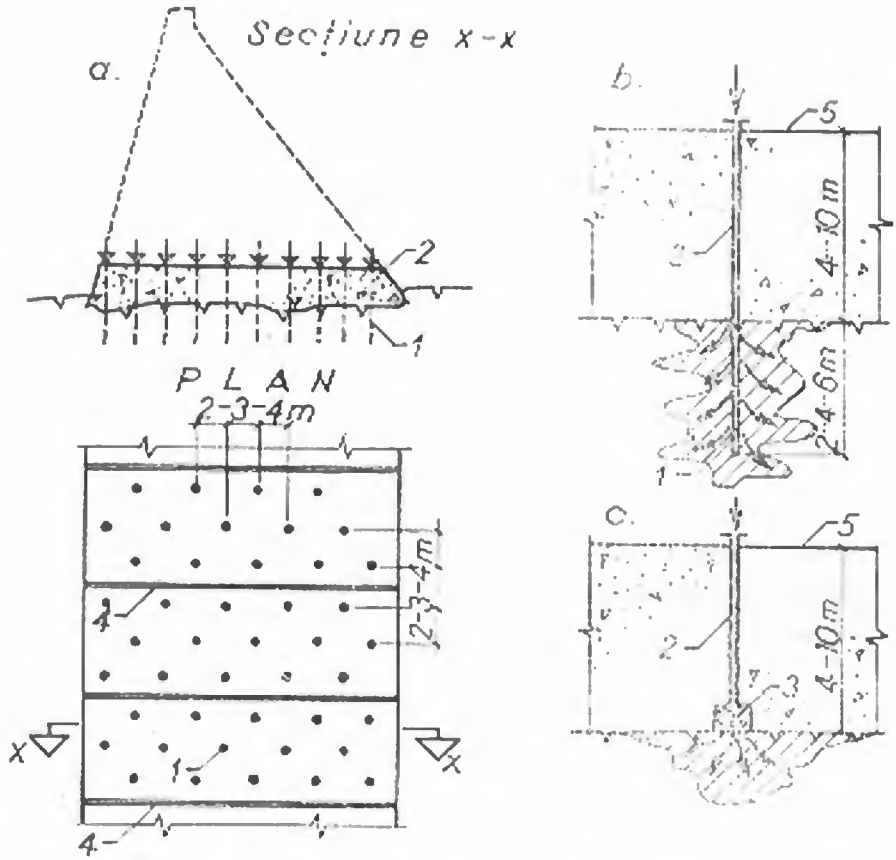


Fig. 2-29. Injecții de legătură și consolidare:
a — schemă de dispunere; *b* — foraj de mică adîncime; *c* — tubație pentru injecții de legătură; *1* — foraj; *2* — tubație sau foraj; *3* — cuib de pietriș; *4* — rost transversal; *5* — rost de lucru.

rior fixarea dispozitivelor de injectare. Valoarea presiunii de injectare se stabilește în raport cu proprietățile rocii și grosimea stratului de beton de încărcare. Presiunile uzuale sînt de 1 ... 2 ... 3 at, fără a depăși 6 at. La suprafața terenului presiunea se limitează în general la 1 at.

Injecțiile de legătură între beton și rocă se execută cînd roca de fundație este suficient de rezistentă și nefisurată și injecțiile de consolidare nu mai sînt necesare. Ele se pot face fie lăsînd în beton o tubație, care are amenajat la contactul cu fundația un cuib de pietriș, prin care pătrunde suspensia de ciment în planul fundației (fig.2-29, *c*), fie tot prin foraje, duse însă numai pînă în suprafața de fundație. Întotdeauna trebuie să existe grija de a nu se efectua asemenea injecții cu presiuni mai mari decît cele create de coloana de beton. În caz contrar, în locul unei legături intime, se provoacă desprinderi care pot compromite lucrarea.

22. Lucrări de etanșare

După cum s-a arătat, condițiile naturale nu sînt întotdeauna favorabile realizării unei rețineri de apă perfect etanșe. Cînd roca de fundație are permeabilitate mare și pierderile de apă devin inadmisibile, se prevăd operații de injectare în adîncime cu suspensie de ciment, realizînd *voaluri* sau *perdele de etanșare*.

În funcție de poziția lor, aceste voaluri se clasifică în *frontale* și *de larg* (fig. 2—30, *a*). În zona barajului injectarea se efectuează de obicei din galerii special prevăzute la piciorul amonte (fig. 2—30, *b*), mai rar de pe versanți, înainte de betonare. În zonele laterale operațiile de injectare se efectuează de la suprafață sau din galerii care străbat amplasamentul (fig. 2—31).

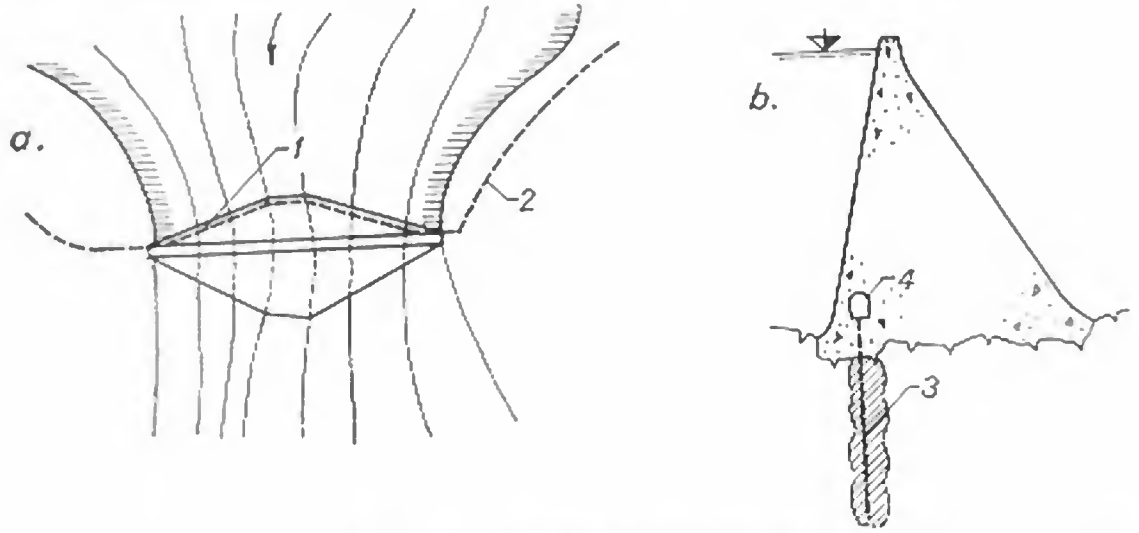


Fig. 2-30. Etanșare în profunzime:
a — dispoziție în plan; *b* — secțiune transversală; *1* — voal frontal; *2* — voal de larg; *3* — foraj pentru injecții; *4* — galerie de injecții.

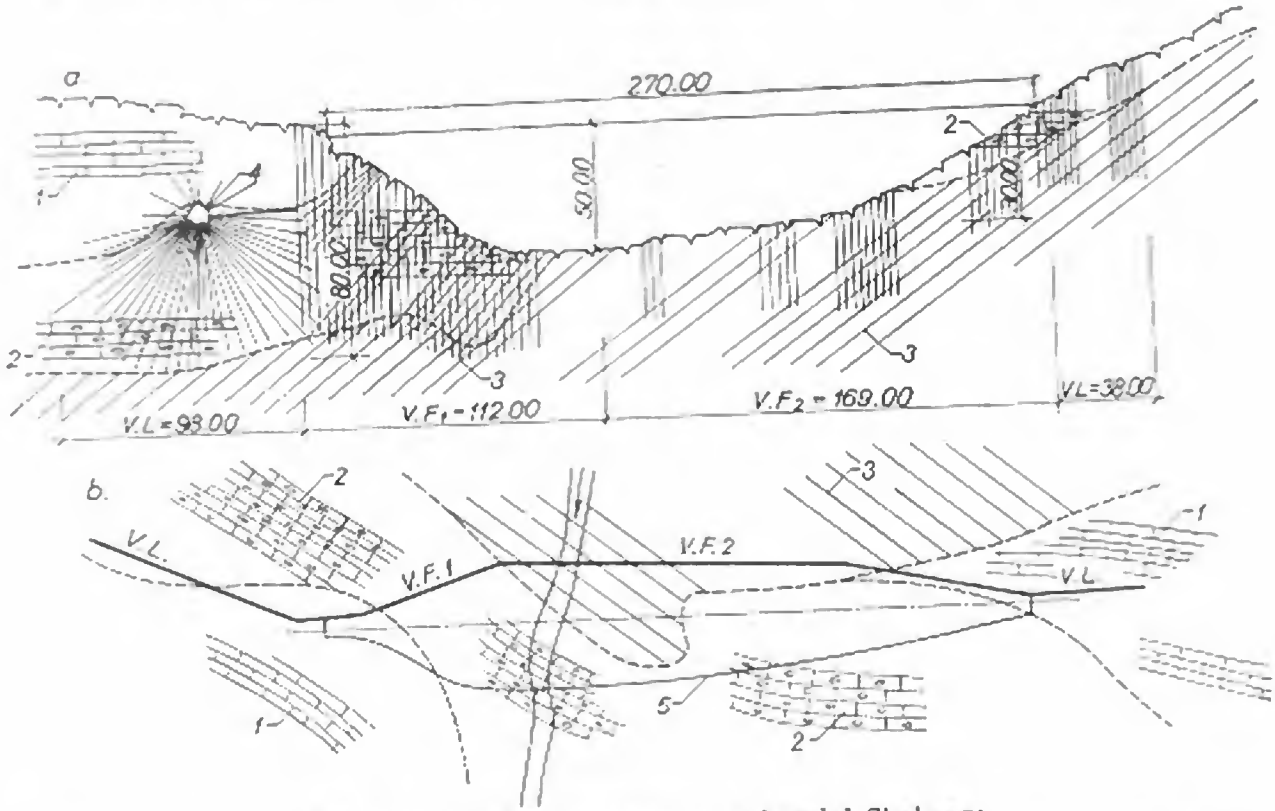


Fig. 2-31. Voalul de etanșare la barajul Shahnaz:
a — elevație; *b* — plan; *V.L.* — voal de larg; *V.F.* — voal frontal; *1* — calcare grezoase; *2* — calcare marnoase carstifiate; *3* — șisturi impermeabile; *4* — galerie de deviere; *5* — ampriza barajului.

Extinderea voalului de larg și amploarea lui depind de caracteristicile geologice și de permeabilitate ale rocii din zona viitoarei cuvete. Spre exemplu, în cazul barajului *Shahnaz* (Iran) formațiunile geologice prezentau o asimetrie marcantă între versantul drept și cel stîng, respectiv între amonte și aval (fig. 2-31). La malul stîng calcarele marnoase carstifiate, situate deasupra unor șisturi de bună calitate, au impus realizarea unui voal de larg pe două rînduri (2,40 m distanță între forajele aceluiași rînd), cu adîncimi pînă la 80 m. Acesta a fost executat atît de la suprafață cît și din galeria de deviere provizorie. La malul drept, unde situația geologică era mult mai favorabilă, amploarea lucrărilor de etanșare a fost mult redusă.

Legat de aceste aspecte, o problemă interesantă, a cărei rezolvare este încă în curs, este aceea a etanșeității cuvetei de la *Bolboci*, de pe Ialomița superioară. Regularizarea debitelor pentru uzinele din aval, Dobrești și Moroeni, s-ar putea realiza prin construcția unui baraj fie în Cheile mari Zănoaga, fie în Cheile mici Zănoaga (fig. 2—32, *a*). Studiile efectuate au arătat că în bazinul Bolboci malul stîng al Ialomiței este constituit din marne grezoase și conglomerate, toate impermeabile, regiunea din dreapta din șisturi cloritoase de asemenea impermeabile, în timp ce masivele din chei și numeroase intercalații de sub marnele grezoase sînt alcătuite din calcare tithonice, fisurate și permeabile (fig. 2—32, *b*). Existînd riscul unor pierderi de apă prin insulele de calcar—mai ales că măsurătorile de debite arată că debitul din Cheile mici și al afluenților este mai mare decît debitul din Cheile mari — s-au făcut numeroase studii atît prin foraje cît și prin măsurători de rezistivitate, temperatură etc.

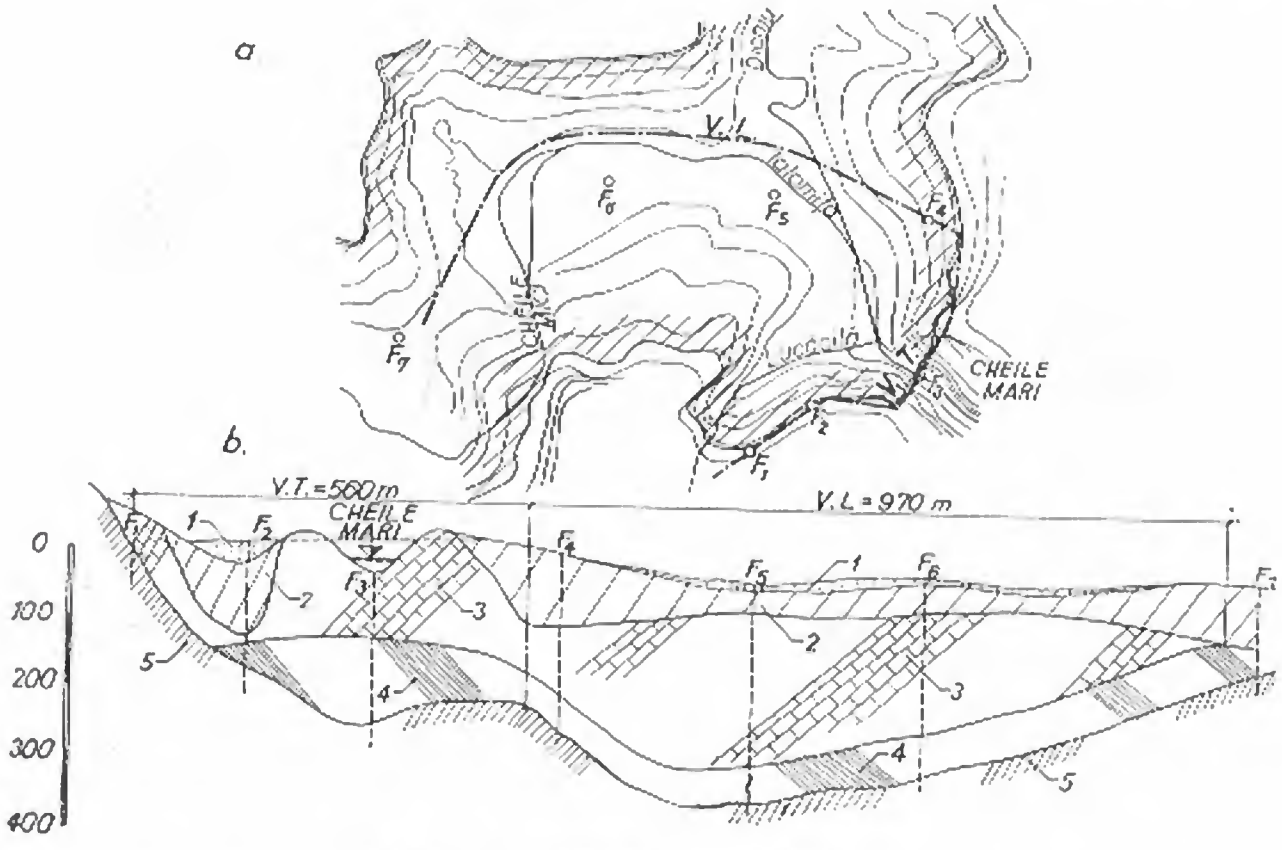


Fig. 2-32. Etanșarea cuvetei Bolboci:

a — plan de situație; *b* — profil longitudinal prin voalul de etanșare; *V.T.* — voal transversal; *V.L.* — voal longitudinal; *1* — depuneri aluvionare; *2* — marne grezoase și conglomerate; *3* — calcar tithonic; *4* — dogger; *5* — șisturi cristaline.

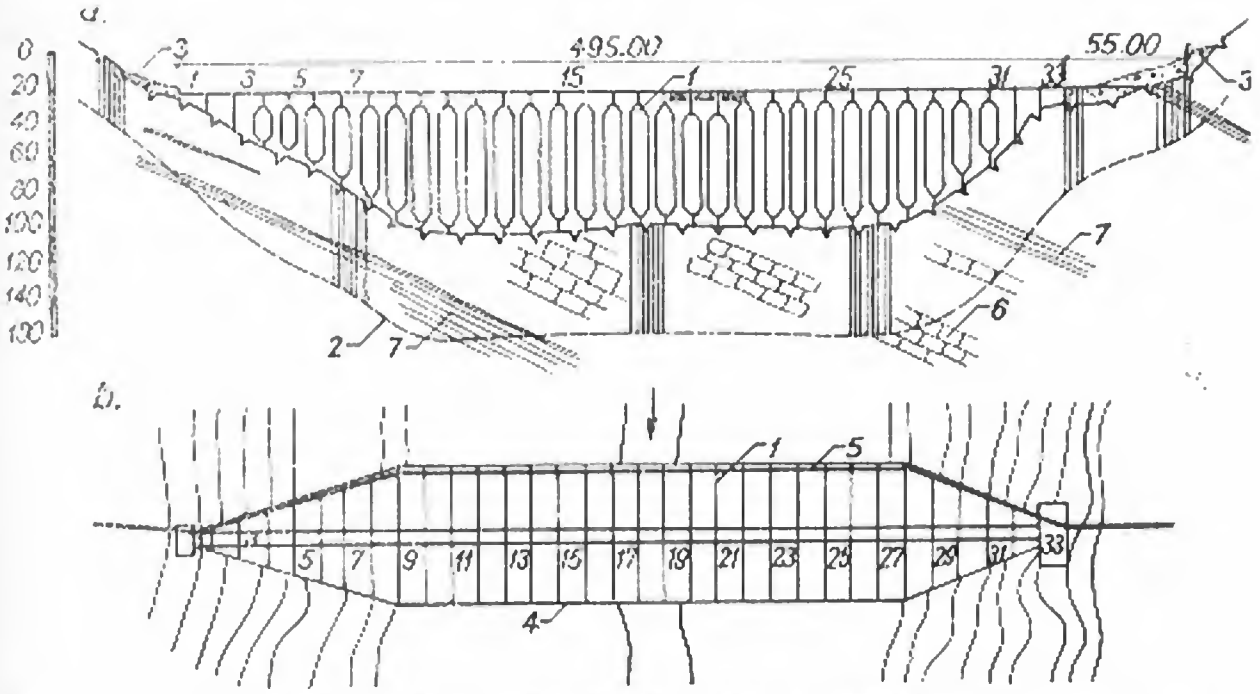


Fig. 2-33. Voalul de etanşare al barajului Poiana Uzului:
a — elevaţie; *b* — plan; *1* — baraj; *2* — limita voalului; *3* — deluviu; *4* — ampriza barajului; *5* — traseul voalului; *6* — gresii; *7* — intercalaţie de şisturi argiloase.

A rezultat că pentru a se realiza etanşeitatea cuvetei vor fi necesare două voaluri: unul transversal (prin axul barajului din Cheile mari) şi în continuare unul longitudinal, care să intercepteze calcarele tithonice din adîncime.

În cazurile curente lucrările de etanşare se limitează numai la voalul frontal, puţin extins pe versanţi. Spre exemplu, în cazul barajului *Poiana Uzului* (fig. 2—33) voalul s-a realizat pe o adîncime de 70 m prin injecţii în foraje dispuse pe două şi, în anumite zone, pe trei rînduri, la 2,50 m distanţă între ele. Consumul de ciment a variat între 25 şi 2000 kg/m de foraj, fiind în medie de ordinul a 300 kg/m.

Se cunosc situaţii în care lucrările de impermeabilizare ale frontului barajului, sau chiar ale cuvetei lacului, au luat proporţii deosebit de mari, scumpind costul întregii amenajări. În literatură se citează cazul barajului *Camarasa* din Spania (fig. 2—34), unde, după intrarea în funcţiune, din cei 157 mil. m³ acumulaţi se pier-

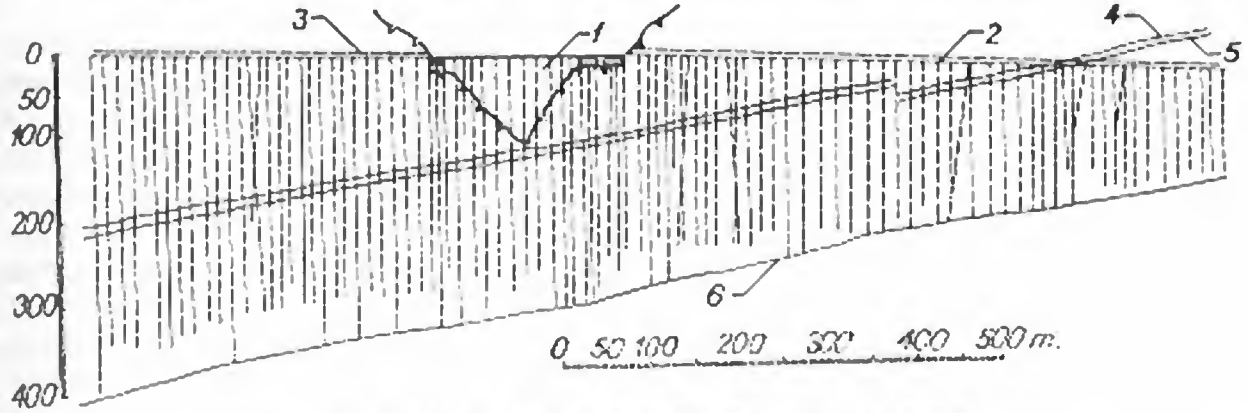


Fig. 2-34. Voalul de etanşare al barajului Camarasa:
1 — baraj; *2* — galerie de injecţii mal drept; *3* — galerie de injecţii mal stîng; *4* — limita marnei alterate; *5* — falie; *6* — linia marnei impermeabile.

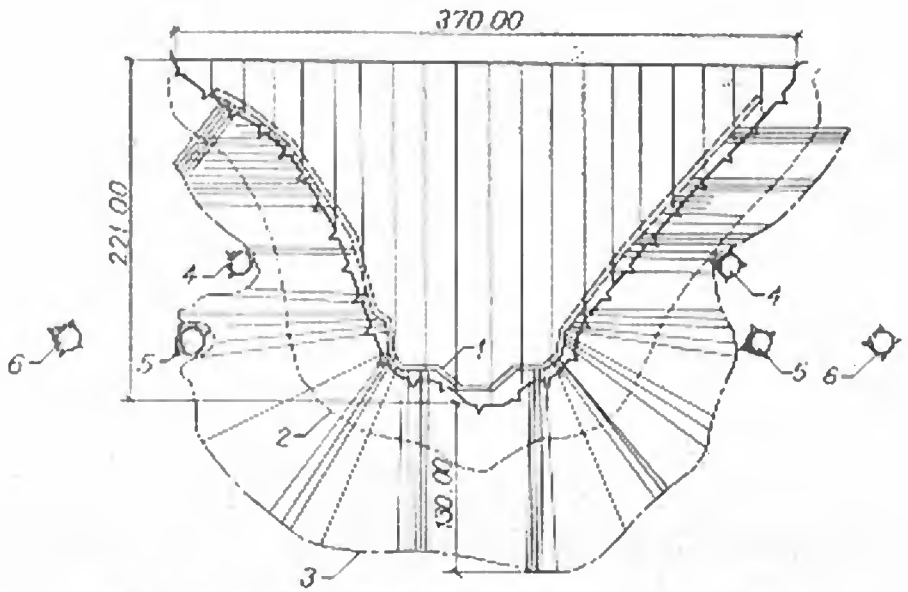


Fig. 2-35. Voalul de etanșare al barajului Boulder:
1 — galerie de picior; *2* — limita primei etape; *3* — limita voalului suplimentar; *4* — galerie de aducțiune superioară; *5* — galerie de aducțiune inferioară; *6* — descărcător de ape mari.

deau la început aproape 1 mil. m³ pe zi. Lucrările de injectare s-au executat din două galerii, dispuse în versanți la nivelul coronamentului. S-au forat 224 de găuri cu diametrul între 7,5 și 15 cm, totalizînd 50 000 m. Presiunile de injectare s-au ridicat pînă la 100 at. După o campanie de lucru de 3 ani pierderile s-au redus cu 80%.

În cazul barajului *Boulder* voalul executat în prima etapă (1931—1937), care se limita la adîncimi de 45 m (linia punctată din figura 2—35), s-a dovedit nesatisfăcător. După punerea sub sarcină au apărut pierderi foarte mari, cu tendință de creștere. S-a trecut la un nou program de injecții (1938—1947), care au atins adîncimi pînă la 130 m (fig. 2—35), eliminînd în final orice fel de pierderi.

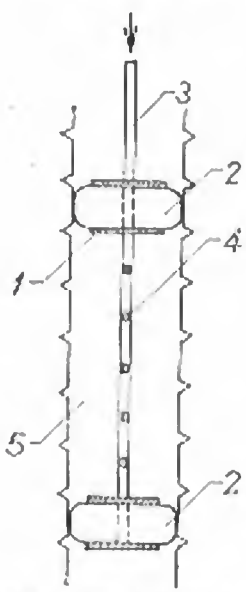


Fig. 2-36. Schemă de principiu a pakerului:
1 — disc metalic; *2* — saci din cauciuc; *3* — conductă de alimentare; *4* — orificii; *5* — foraj.

23. Parametrii lucrărilor de injectare

Amploarea lucrărilor de etanșare depinde în primul rînd de permeabilitatea rocii de fundație. În funcție de importanța lucrării și de situația geologică se execută un număr de foraje de explorare în care se fac probe de permeabilitate și de injectare cu ciment (minimum 5 ... 10 foraje). Dispozitivul de încercare numit *paker*, constă din doi saci de cauciuc cuprinși în cîte două discuri metalice (fig. 2—36). Prin două conducte concentrice de alimentare se pun mai întîi sub presiune sacii, la o presiune care depășește valoarea presiunii ce se creează apoi în spațiul dintre ei. Sub acțiunea presiunii interioare, care se menține 5 ... 10 min, apa pătrunde prin fisuri, proporțional cu gradul de permeabilitate al rocii. Ca unitate de măsură s-a adoptat *absorbția specifică de apă*, exprimată în unități Lugeon (1 L = 1 l/m foraj. min. 10 at).

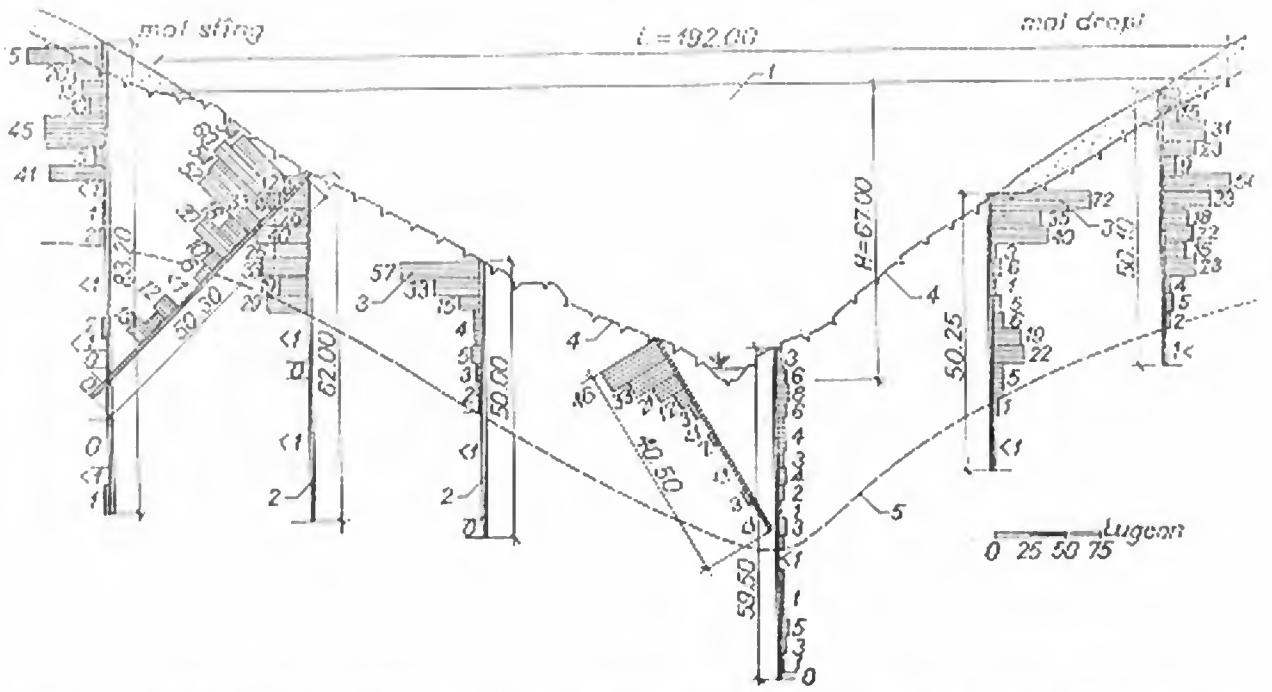


Fig. 2-37. Rezultatele încercărilor de permeabilitate pentru barajul Saint Jean-Du-Gard:
1 — baraj; *2* — foraj de explorare; *3* — diagrame de absorbţie (în Lugeoni); *4* — linie de fundare; *5* — limita voalului.

Rezultatele încercărilor de permeabilitate se reprezintă sinoptic pe zone, în dreptul forajelor de explorare, prin segmente sau dreptunghiuri proporţionale cu absorbţia. În figura 2—37 se reprezintă în această convenţie încercările făcute pentru barajul *Saint Jean-du-Gard*.

Parametrii voalului de etanşare, adîncimea, lungimea, distanţa dintre foraje şi înclinarea lor, se stabilesc după cum urmează [10]:

— *adîncimea voalului* se prevede de regulă pînă la nivelul rocilor impermeabile, identificat prin profilele hidrogeologice. Cînd roca impermeabilă se găseşte la adîncime mare, cota inferioară a voalului se fixează la (0,50 ... 0,75) *H* retenţie;

— *lungimea voalului* se extinde de-a lungul întregii suprafeţe de fundare, cît mai aproape de piciorul amonte şi la maximum 2,0 m de acesta. În versanţi, voalul se prelungeşte în funcţie de condiţiile hidrogeologice şi tectonice şi, în orice caz, pe minimum 0,25 *H* retenţie;

— *distanţele între foraje şi numărul şirurilor de foraje* se stabilesc în urma rezultatelor injecţiilor experimentale. Încercările de cimentare constau în executarea a 6 ... 8 foraje dispuse la aceleaşi distanţe şi injectate în acelaşi sistem cu cele prevăzute pentru execuţie. Între acestea se forează sondaje de control, în care se fac probe de permeabilitate. Absorbţiile specifice considerate admisibile, care confirmă sistemul de injectare propus, sînt indicate în tabelul 2—3.

Pentru studii preliminare, sau în absenţa încercărilor de cimentare, distanţele dintre foraje şi consumul de ciment estimat pe metru de foraj se

TABELUL 2-3

H baraj (m)	Absorbţia admisibilă (Lugeoni)
< 25	<5
25 ... 50	<3
50 ... 75	<2
> 75	<1

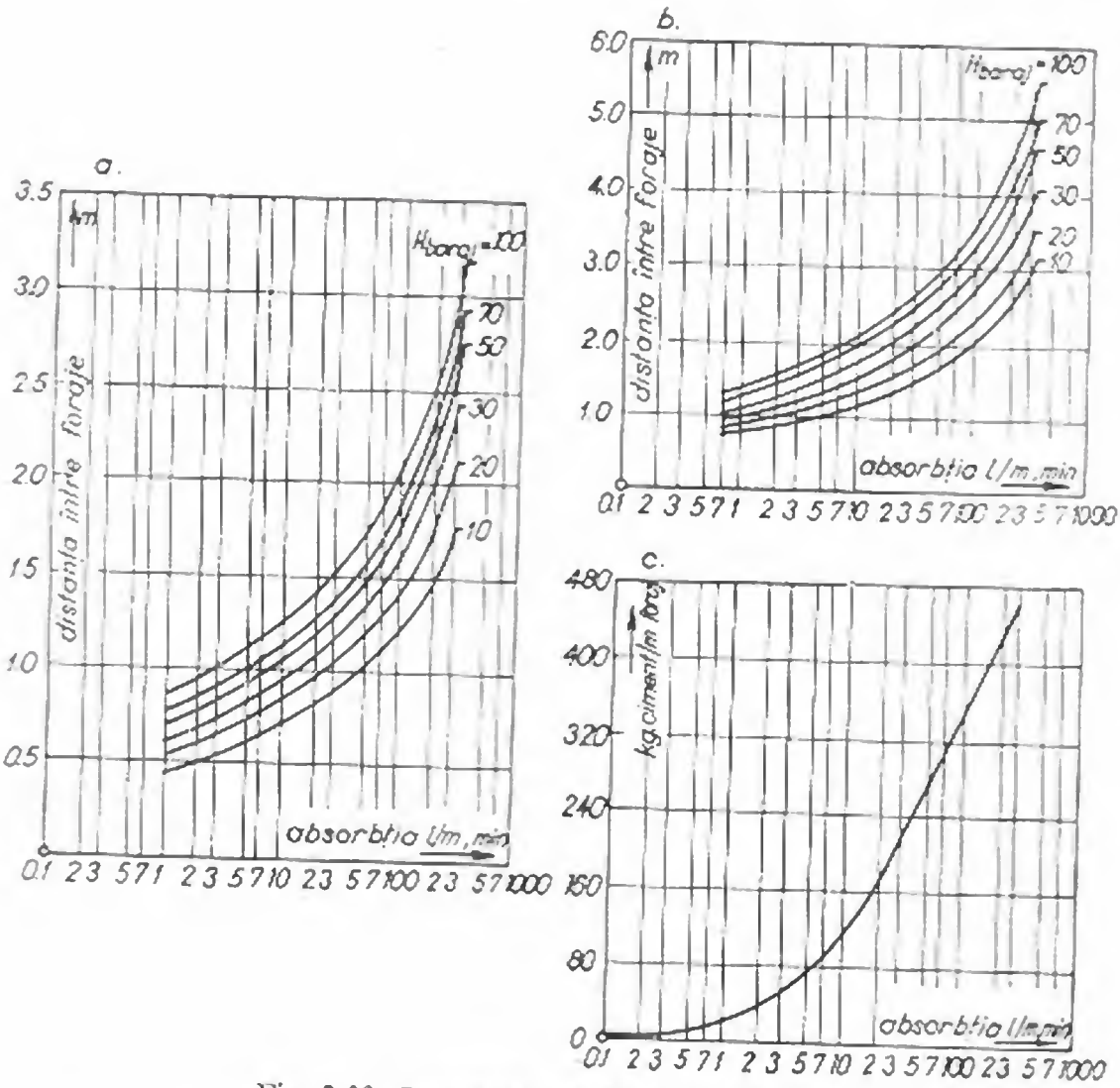


Fig. 2-38. Parametrii injecțiilor de etanșare:
a — distanța între foraje la roci fin fisurate; *b* — distanța între foraje la roci cu fisurație grosieră; *c* — consumul specific de ciment.

pot determina din diagramele prezentate în figura 2—38. Șirurile de foraje se aleg în număr de 1 sau 2, pentru baraje sub 50 m, și de 2 sau 3, pentru barajele mai înalte. În partea superioară, la racordul voalului cu fundația, se prevede de regulă o îngroșare suplimentară a voalului, prin îndesirea forajelor de consolidare-legătură;

— *direcția și înclinarea forajelor* se aleg astfel încît să intersecteze un număr cît mai mare din planurile de stratificație ale rocii de fundație. Se preferă de obicei execuția de foraje verticale.

24. Tehnologia lucrărilor de injectare

Injectarea forajelor de pe același șir se efectuează alternativ, în mai multe etape succesive, prin reducerea treptată a distanței dintre foraje. Forajele etapei următoare se amplasează la mijlocul distanței dintre cele corespunzătoare etapei precedente.

La majoritatea lucrărilor s-au aplicat trei etape, mai rar două. Este indicat ca distanța dintre forajele primei etape să depășească 10 m, pentru a evita în timpul injectării comunicația între ele a suspensiei.

Se recomandă ca forajele să fie executate prin carotare continuă sau cu circulație inversă de apă spre a evita înfundarea fisurilor cu detritus și a permite instalarea ulterioară a pakerului. Diametrele uzuale sînt de 46 ... 66 mm, valori mai mari nefiind economice. După terminarea execuției și înainte de injectare, forajul se spală activ, circa 15 min, pentru îndepărtarea detritusului rămas.

Pentru injectare se poate aplica fie metoda tronsoanelor descendente, fie a tronsoanelor ascendente, fie sisteme mixte descendent-ascendente, sau invers. Mai rar se prevede injectarea totală a lungimii forajului (numai la foraje de adîncime sub 5 ... 8 m).

Lungimea tronsoanelor se adoptă în medie de 3 ... 6 m, cu valori mai mici în zonele permeabile. Injectarea pe tronsoane descendente (fig. 2—39, *a*) se aplică în roci care nu mențin pereții forajului, sau sînt afectate de fisuri verticale. Obturatorul pakerului se plasează întotdeauna cu un tronson deplasat cu 0,5 ... 1 m peste tronsonul care se injectează, în acest fel fiecare tronson injectîndu-se de două ori. Cînd pereții forajului se mențin fără pericolul de blocare a instalației și fisurile nu conduc suspensia de ciment spre tronsonul superior, se aplică injectarea pe tronsoane ascendente (fig. 2—39, *b*). Cînd zonele fisurate sau degradate sînt limitate, se folosesc metode combinate.

Operația de injectare a unui tronson se încheie atunci cînd se obține refuzul relativ, adică, reducerea absorbției specifice sub o valoare de 2 l/m. min, menținînd presiunea maximă de injectare timp de 30 min. Cimentul cu care se injectează este de obicei cimentul Portland normal, cu marca 300 sau 400. Finețea de măcinare admisibilă este de maximum 10% reziduu, pe sita cu 4 900 ochiuri/cm² și maximum 2%, pe sita cu 900 ochiuri/cm². Consistența suspensiei de ciment, exprimată prin raportul apă/ciment în greutate, se stabilește în funcție de absorbția specifică. Injectarea se începe cu suspensie fluidă, care pătrunde cît mai adînc în fisurile fine, după care se trece treptat la suspensii mai groase, cu care se umplu fisurile mijlocii și mari. Cînd absorbția începe să scadă sensibil, se dilucază suspensia, obținîndu-se refuzul la o consistență fluidă ($a/c = 5 ... 3$).

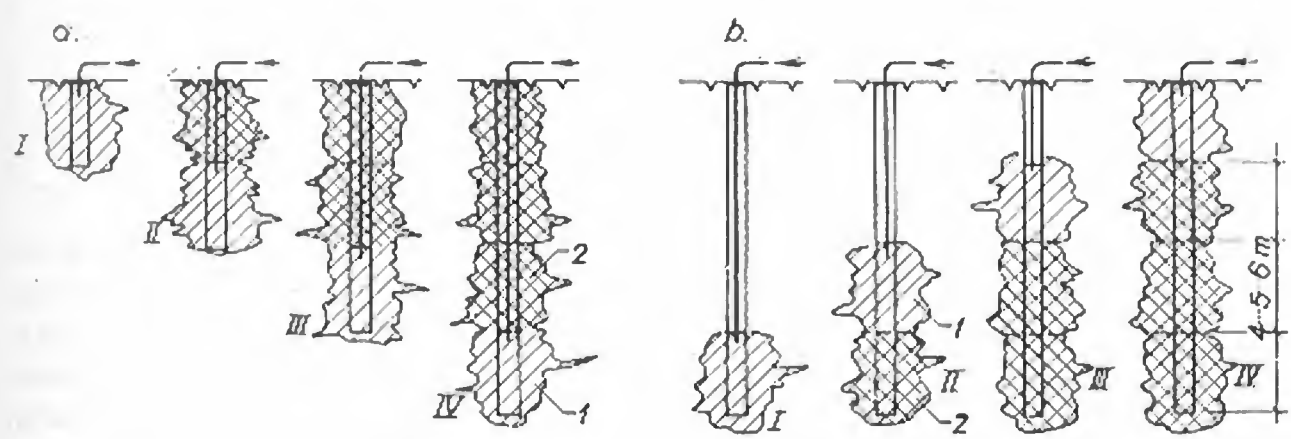


Fig. 2-39. Procedee de injectare:
a — pe tronsoane descendente; *b* — pe tronsoane ascendente; *1* — tronsoa în injectare; *2* — tronson injectat.

Dacă golurile sau fisurile rocii necesită o cantitate mare de material de injectare, în compoziția laptelui se pot introduce adaosuri care micșorează consumul de ciment: nisip, praf de piatră, cenușă, zgură măcinată etc.

Presiunea de injectare variază în limite foarte largi, de la 1 la 100 at. În cazul rocilor cu fisurație redusă se adoptă presiuni mari, pentru a asigura difuzarea maximă a suspensiei de ciment. În rocile foarte permeabile se folosesc presiuni mici și foarte mici. Valorile maxime ale presiunii de injectare se determină, funcție de adîncimea tronsonului injectat și de caracterul rocii, cu relația:

$$p_{max} = p_0 + kh, \tag{2}$$

unde:

p_0 — presiunea admisibilă pentru zona de suprafață;

k — coeficientul presiunii specifice de injectare (at/m);

h — adîncimea tronsonului injectat (distanța cea mai scurtă de la tronson la suprafața terenului).

Valorile lui p_0 și k sînt indicate, funcție de tipul de rocă, în tabelul 2—4 [10].

TABELUL 2-4

Tipul rocilor	k (at/m)	p_0 (at)	Presiuni curent folosite, (at)
Masive, cristaline sau eruptive, de mare rezistență, cu permeabilitate redusă	2 ... 5	3 ... 5	40 ... 100
Masive, cristaline, eruptive sau metamorfice, de rezistență moderată, alterate sau fisurate, roci sedimentare masive cu fisurație redusă	1 ... 2	2 ... 3	15 ... 40
Sedimentare rezistente, calcare, gresii, marne, tufuri cu fisurație pronunțată sau stratificate	0.50 ... 1	1.5 ... 2	5 ... 15
Sedimentare cu rezistență scăzută, calcare moi, gresii sau marne slab cimentate, roci stratificate și fisurate	0.25 ... 0.50	0.5 ... 1	0.5 ... 1.5

După terminarea programului de injectare, integral sau pe un sector, se forează și se încearcă sondaje de control, dispuse în general în zonele cele mai critice. Probarea lor se face pe tronsoane izolate, cu pakerul, după aceeași succesiune ca la injectare. Absorbțiile admisibile sînt aceleași cu cele indicate la încercările de cimentare. La lucrările importante se recomandă ca verificarea să se facă prin examinarea directă a rocii injectate, din galerii și puțuri, sau prin foraje carotate de diametru mare (60 ... 90 cm).

25. Drenarea fundației

Dacă există posibilități ca apele de infiltrație să pătrundă totuși la talpa barajului, se iau măsuri de drenare și colectare a acestora. Cea mai obișnuită soluție constă din foraje de mică adîncime, cu diametrul de 10 ... 20 cm, executate în roca de fundație în spatele voalului, după terminarea injecțiilor de consolidare și legătură. Distanța dintre forajele de drenaj trebuie să fie redusă pentru ca acțiunea lor asupra subpresiunilor să fie cît mai uniform repartizată. În unele cazuri, în gaura de foraj se prevăd umpluturi de nisip monogranular sau filtre, mai ales dacă debitul infiltrat este mare și poate provoca degradări. Asemenea măsuri s-au luat și la barajele *Izvorul Muntelui* (v. fig. 2—18) și *Porțile de Fier* (v. fig. 2—6, *b*).

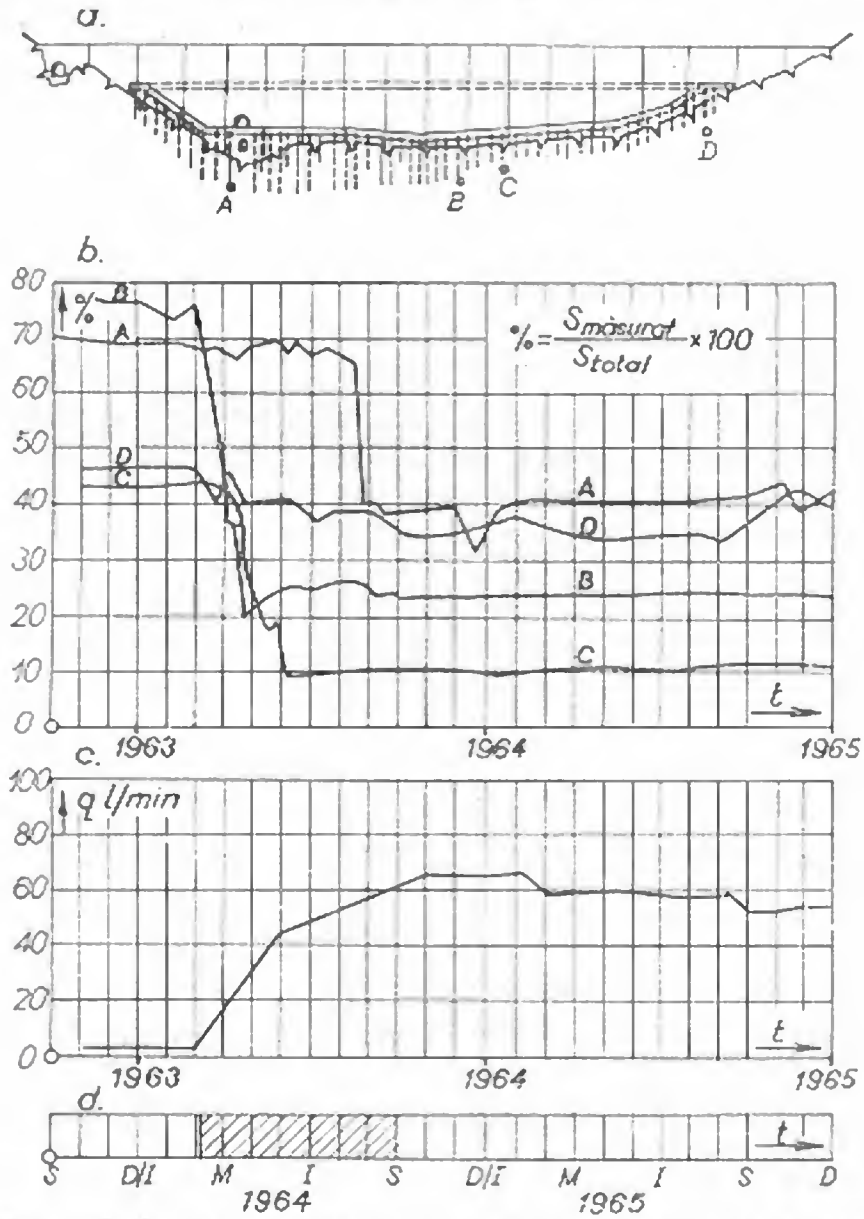


Fig. 2-40. Reducerea subpresiunilor prin foraje de drenaj la barajul Izola:

a — profil longitudinal prin frontul drenajelor; *b* — evoluția în timp a subpresiunilor; *c* — modificarea debitului infiltrat; *d* — perioada de execuție a drenajului.

Un control și mai eficace al subpresiunilor se poate realiza prin prevederea unui al doilea (și chiar al treilea) șir de foraje de drenaj, în aval de cel care secundează perdeaua de etanșare. Capetele forajelor, verticale sau înclinate, debușează în galerii longitudinale de vizitare, care evacuează de obicei apele de infiltrație.

Ca indicație generală, se admite că în cazul rocilor etanșe măsura cea mai eficace este drenajul, pe cînd în cazul rocilor permeabile se impune execuția voalului de etanșare.

Se poate menționa cazul barajului *Izola* din Elveția, la care fundația era deosebit de impermeabilă, dar subpresiunile dezvoltate după punerea sub sarcină au atins valori foarte mari, depășind pe cele de calcul. Intercalațiile de argilă transmiteau presiunea din amonte spre aval la valoarea integrală. În aceste condiții s-a intervenit cu o perdea de drenaj, executată la cîțiva metri de voal, prin foraje de 35 cm diametru, la 3 m distanță. Subpresiunea s-a redus corespunzător, în timp ce debitul infiltrat a crescut de 4 ... 5 ori, fără a depăși însă 1 l/s (fig. 2—40).

§ 7. ROSTURI TRANSVERSALE ȘI LONGITUDINALE

26. Necesitatea rosturilor

Sub acțiunea contracției și a umflării betonului precum și a variațiilor de temperatură, apar modificări de volum și eforturi importante în zonele unde acestea sînt împiedicate. Dacă un baraj de greutate s-ar construi continuu, de pe un mal pe celălalt, corpul său ar fi solicitat de tensiuni ce depășesc posibilitățile de rezistență ale betonului și s-ar produce fisurarea. Aceste eforturi, provocate în primul rînd de contracția betonului după axul barajului și apoi de variațiile de temperatură exterioare sau de tasările inegale ale terenului de fundație, se atenuează în mare măsură prin prevederea de rosturi transversale. Rosturile separă un baraj în ploturi independente care se pot deforma liber.

27. Distanța dintre rosturi

La construcția primelor baraje se considera că o distanță de 20 ... 30 m între rosturile transversale este satisfăcătoare. Fisurile care au apărut în aceste ploturi de mari dimensiuni, în timpul execuției sau în exploatare, au infirmat aceste recomandări. Spre exemplu, în figura 2—41 se prezintă fisurația care s-a produs la execuție în corpul barajului *Saint-Marc* ($H = 43{,}50$ m), cu rosturile situate la 30 m.

În prezent, se recomandă ca distanța dintre rosturi să nu depășească 15 m, iar spre versanți să fie micșorată la 10 ... 12 m. Normele spaniole impun o distanță maximă de 15 m [11], iar cele americane și japoneze de 15 ... 18 m [12]. Distanța între rosturi trebuie să fie cu atît mai redusă cu cît înălțimea barajului este mai mică.

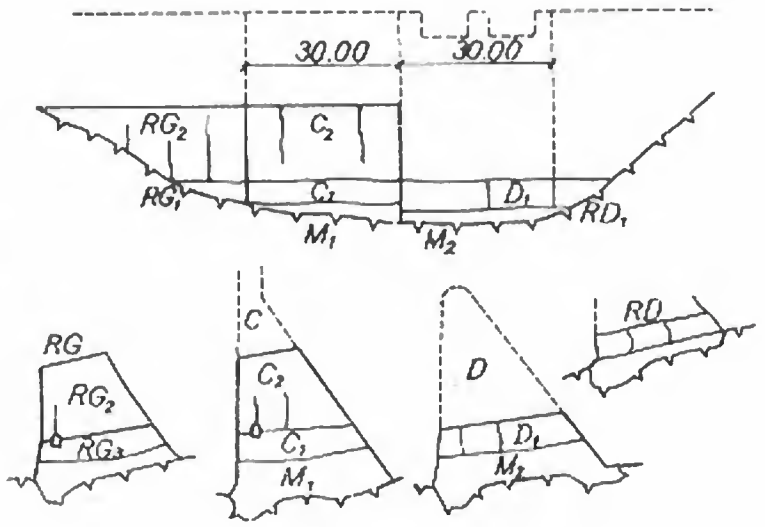


Fig. 2-41. Fisuri transversale și longitudinale apărute la execuția barajului Saint-Marc.

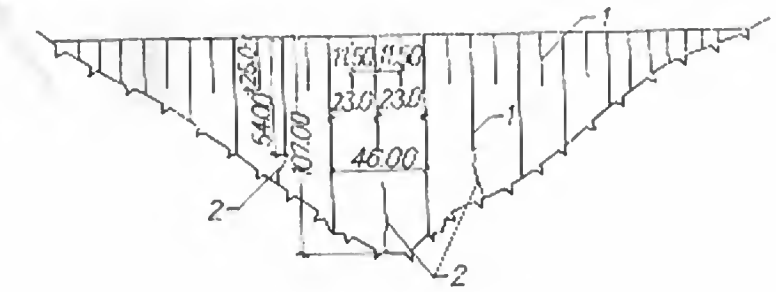


Fig. 2-42. Fisuri în prelungirea rosturilor la barajul Pardee: *1* — rosturi parțiale; *2* — fisuri.

Rosturile trebuie executate pe toată înălțimea barajului, de la coronament pînă la suprafața de fundație. La toate barajele cu rosturi parțiale s-au produs în mod sistematic fisurări în prelungirea rostului. Barajul *Pardee* ($H = 107$ m) este un exemplu clasic din acest punct de vedere (fig. 2—42).

28. Forma în plan

După forma lor în plan, rosturile transversale pot fi *simple — joantive*, sau *duble — lărgite*. Rosturile simple pot fi *drepte* (fig. 2—43, *a*) sau *frînte* (fig. 2—43, *b*), iar cele duble, cu *contur poligonal* (fig. 2—43, *c*).

Rosturile drepte sînt folosite în special în cazul barajelor de greutate. Cele frînte, cu proeminențe de formă dreptunghiulară sau trapezoidală, se aplicau pentru a obține o legătură între ploturi și, prin aceasta, o siguranță mai mare a barajului. S-a dovedit însă că fără a se executa o legătură intimă, prin injectare cu suspensie de ciment, continuitatea nu este asigurată.

Cele mai rar aplicate sînt rosturile duble, care se betonează la cel puțin un an de la turnarea ploturilor vecine. Continuitatea care se realizează în acest caz, nu este nici necesară și nici esențială pentru un baraj de greutate.

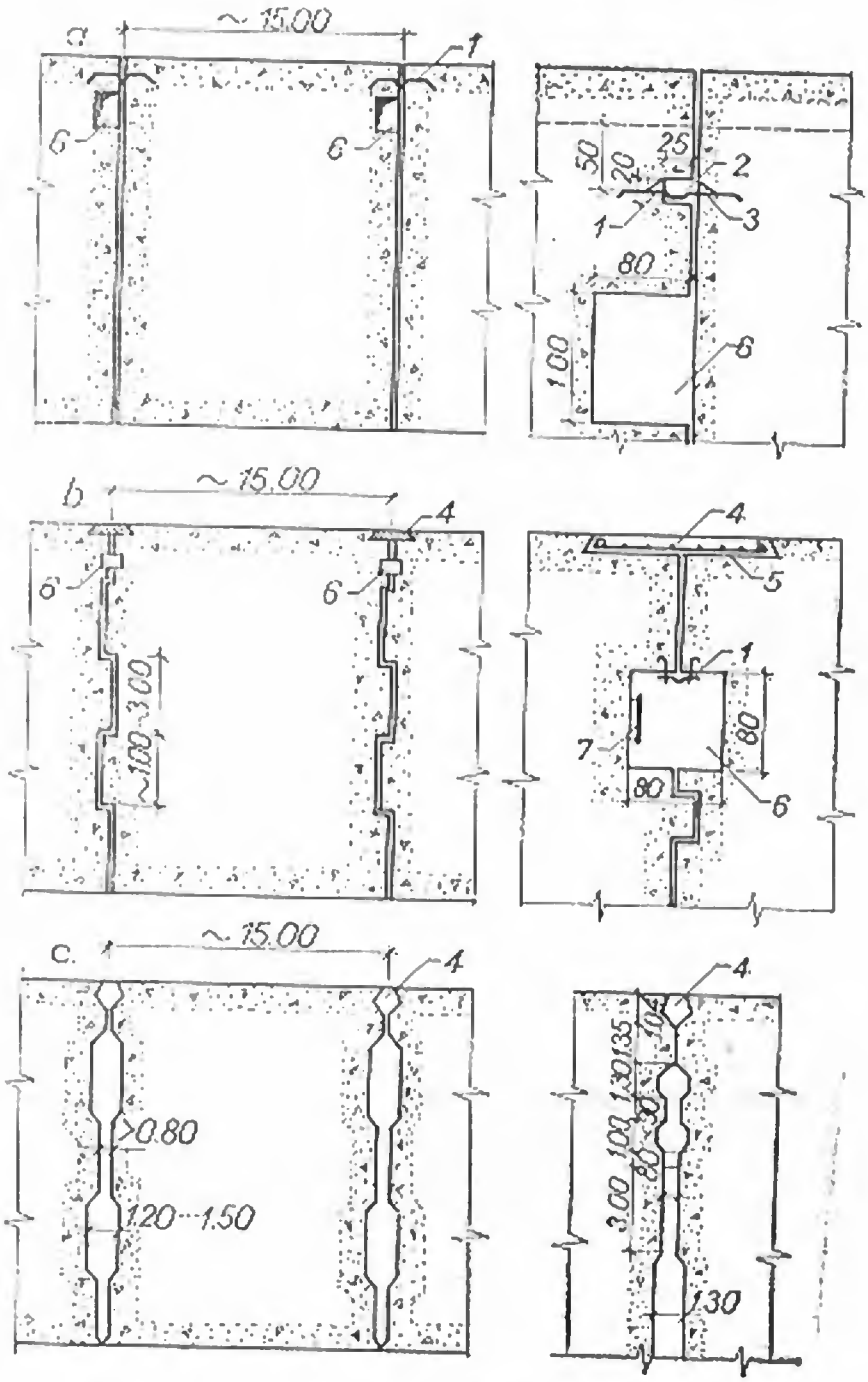


Fig. 2-43. Tipuri de rosturi la barajele de greutate:
a — drepte, joantive; *b* — poligonale, joantive; *c* — duble, lărgite; *1* — tolă de cupru; *2* — umplutură de asfalt; *3* — mastic bituminos; *4* — pană de beton armat; *5* — vopsea de bitum; *6* — puț de vizitare; *7* — scară.

Uneori se consideră că monolitizarea barajului prin injecții este avantajoasă [12]. În S.U.A. majoritatea barajelor de greutate au rosturile injectate pe toată înălțimea *(Detroit, Grand Coulee, Gibson)*, sau în porțiunea inferioară, pe 25 ... 30% din înălțime *(Hiwassee, Fontana)*. De asemenea barajul *Grande Dixence* din Elveția are rosturi injectate pe toată înălțimea.

29. Elemente componente

La un rost de dilatație alcătuit în mod obișnuit se disting, pornind din amonte spre aval, pana de beton armat, tola sau banda de etanșare, puțul de vizitare și zona curentă a rostului (fig. 2—43).

Pana de beton armat se plasează chiar la parament, avînd conturul astfel alcătuit încît să nu existe tendința de desprindere (fig. 2—44 *a*, *b*, *d*). Uneori pana poate avea forma unei plăci trapezoidale (fig. 2—44, *c*); aceasta este însă mai puțin indicată cînd sînt posibile deplasări relative între ploturile adiacente care pot provoca torsionarea plăcii. Forma poligonală, armată puternic pe contur, evită distrugerea prin torsiune. Pentru o bună etanșare, pana sau placa se îmbracă în cîteva straturi de carton bitumat sau pînză de iută bitumată.

Etanșarea propriu-zisă a rostului se realizează prin tola de etanșare plasată la 1,0 ... 1,5 m de parament. Ea poate fi confecționată din metal (cupru, oțel inoxidabil și mai rar din fier zincat), din cauciuc sintetic, sau din PVC.

Tolele metalice se confecționează cu grosimea de 2 ... 3 mm, lățimea de 0,75 ... 1,50 m și lungimea de 3,0 ... 4,0 m și se îmbină la fața locului prin sudură cap la cap. Tola se încastrează la betonare în cele două ploturi adiacente (fig. 2—45). Ondulația în formă de U, V, M sau Z, așezată uneori într-un puț umplut cu mastic

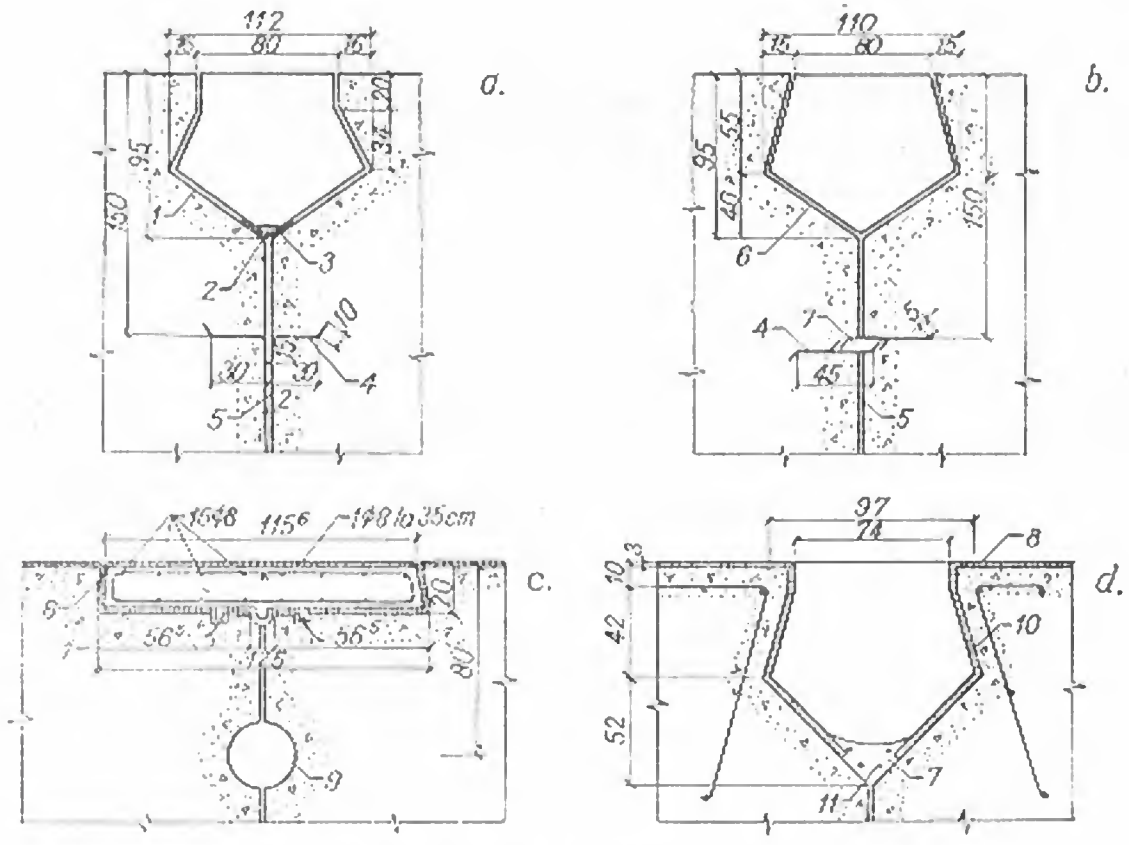


Fig. 2-44. Pene de etanșare:

a, *b*, *d* — cu contur poligonal; *c* — placă trapezoidală; *1* — vopsea de bitum; *2* — celochit; *3* — placă de asfalt cu azbest; *4* — tolă de etanșare din cupru; *5* — plăci de asfalt; *6* — pînză de iută bitumată; *7* — mastic; *8* — tencuială; *9* — puț drenant; *10* — șapă bituminoasă; *11* — fire de cupru.

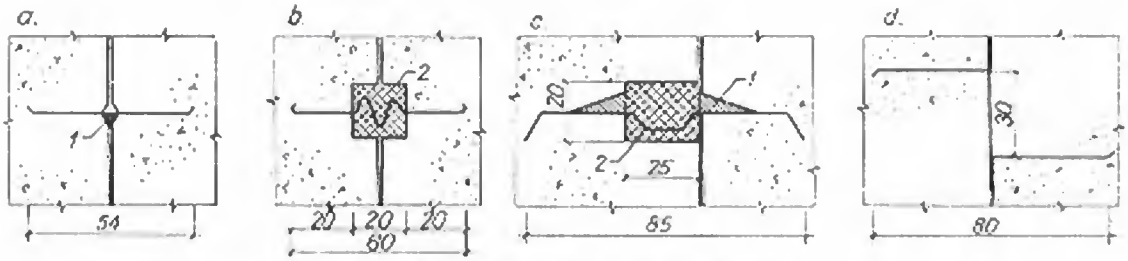


Fig. 2-45. Tole de etanșare metalice:
a — normală; *b* — în formă de Ω; *c* — cu contur poligonal; *d* — în formă de Z; *1* — mastic bituminos; *2* — umplutură asfaltică.

bituminos (fig. 2—45, *b*, *c*), trebuie să permită deplasări între ploturi fără a se distruge tola. Tolele în formă de Z nu se aplică decît în situații unde nu sînt de așteptat deplasări reciproce între ploturi (spre exemplu la barajele arcuite).

În ultima vreme, atît în Europa cît și în S.U.A. și Japonia [12], cîștigă tot mai mult teren benzile din material plastic, de regulă PVC (fig. 2—46). Ele s-au dovedit absolut impermeabile, ușor de montat pe șantier, fără a suferi deteriorări în timpul execuției, de o mare durabilitate și elasticitate și aplicabile la o mare diversitate de lucrări. Probele de presiune, depășind 20 ... 30 at, au demonstrat perfecta lor comportare. Se livrează pe șantier în covoare de 10 ... 20 m lungime, cu grosimi de 3 ... 6 mm, de profile variate (fig. 2—46, *a*). Pentru îmbinare se folosește lipirea cap la cap, la 160 ... 180°C, cu aparate speciale (operația durează 3 ... 4 min). La încrucișări sau legături se utilizează elemente speciale (fig. 2—46, *c*).

La unele baraje de mai mică importanță se folosesc sisteme de etanșare mai simple și mai ieftine, constînd din puțuri de cîțiva decimetri diametru umplute cu masticuri bituminoase sau asfaltice, sau chiar cu argilă.

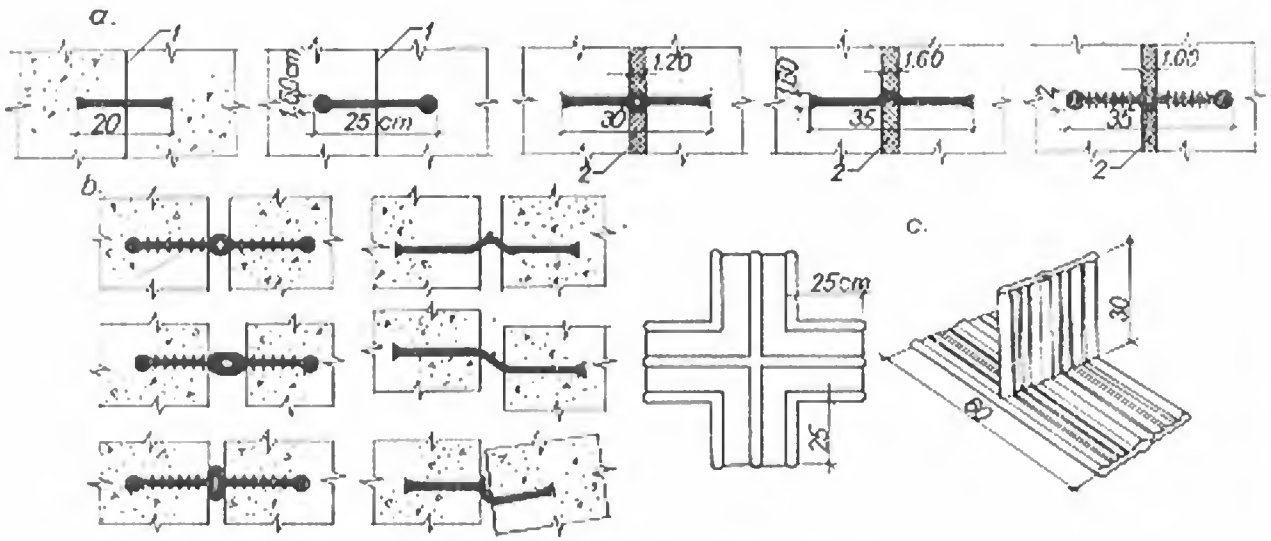


Fig. 2-46. Benzi de etanșare din PVC:
a — tipuri de benzi; *b* — comportarea la deplasări relative ale ploturilor; *c* — elemente de îmbinare în cruce și în T; *1* — rost simplu; *2* — mastic bituminos.

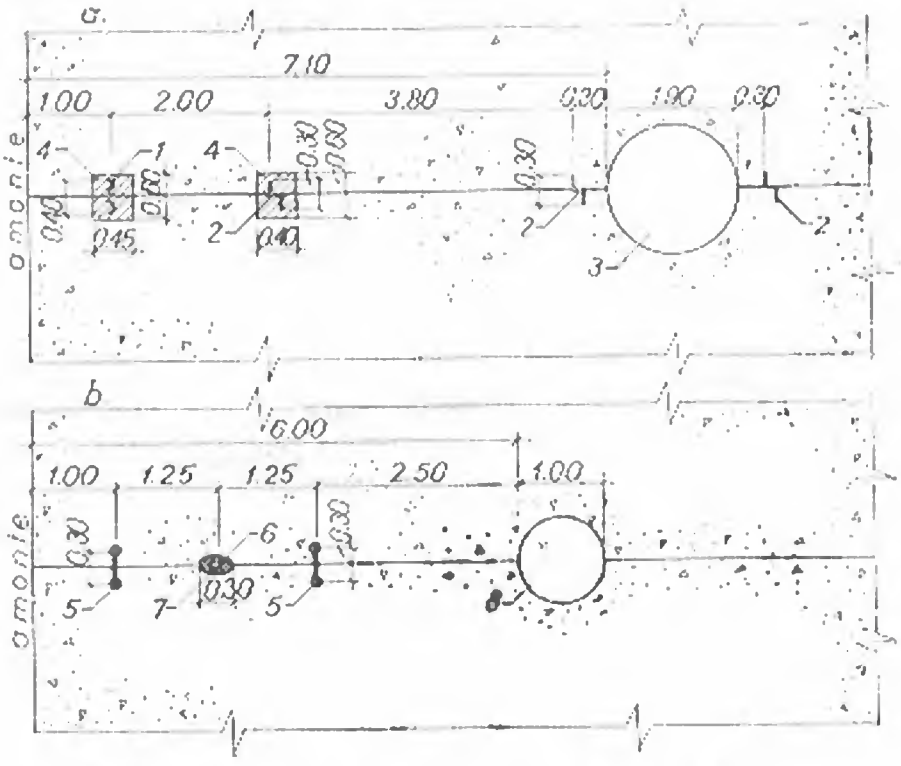


Fig. 2-47: Alcătuirea rosturilor la barajele:
a — Grande Dixence; *b* — Guri; *1* — tolă de cupru Ω; *2* — tolă de cupru Z; *3* — puț de drenaj și injecții; *4* — beton cu granulozitate 0 ... 40 mm; *5* — bandă PVC; *6* — mastic bituminos; *7* — tubație pentru abur cald; *8* — puț de inspecție.

După tola sau banda de etanșare se recomandă să se prevadă un puț de vizitare, de secțiune pătrată sau circulară, cu latura sau diametrul de 0,80 ... 1,20 m (v. fig. 2—43). Uneori se instalează în interiorul puțului un dispozitiv de etanșare de rezervă (fig. 2—43, *b*), pentru situații în care elementele din amonte au cedat.

În spațiul cuprins între pana amonte și puțul de vizitare, rostul propriu-zis se umple cu material izolant, constituit din straturi de carton bitumat, plăci de asfalt sau celochit, panouri de plută sau azbest. De la puțul de vizitare spre aval, se recomandă a lăsa rostul liber, pentru a face posibilă circulația apelor de infiltrație spre aval.

În figura 2—47 se prezintă alcătuirea rosturilor a două baraje de greutate moderne — *Grande Dixence* (Elveția) și *Guri* (Venezuela). La ambele se remarcă dublarea sistemului de etanșare, cerută de presiunea de lucru. În cazul barajului *Guri* (1967—1971), tola de cupru este înlocuită cu benzi de PVC, iar între acestea s-a prevăzut un sistem auxiliar de etanșare, constituit dintr-un puț cu bitum. Materialul bituminos poate fi regenerat prin circulație de abur într-o conductă de 3/4'', plasată la interior.

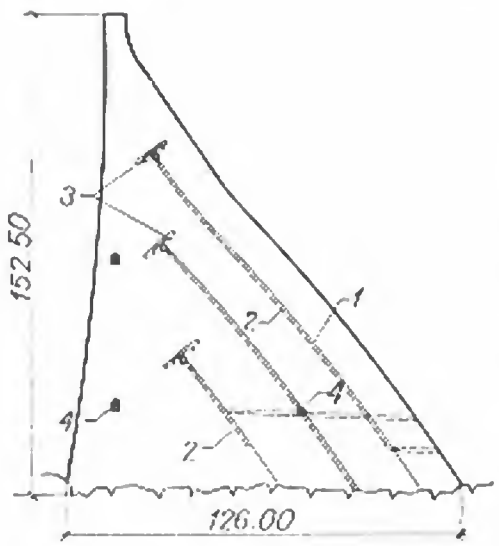


Fig. 2-48. Rosturi longitudinale într-un baraj de greutate:
1 — traseul rostului; *2* — tub de drenaj; *3* — armătură; *4* — galerie de vizitare.

30. Rosturi longitudinale

Ploturile barajelor cu înălțimi care depășesc 50 m sînt expuse și unei fisurații orientate longitudinal, după axul barajului. Cauza acestor fenomene este tot contracția betonului, împiedicată de legătura cu roca de fundație (v. fig. 2—41). Pentru a preveni acest fenomen, *F. A. Nötzli* a propus să se prevadă de la început rosturi longitudinale, de felul celor arătate în figura 2—48. Ele se drenează și se armează la capăt pentru a nu se extinde pînă la paramentul amonte.

Rosturile longitudinale se orientează după traiectoriile eforturilor principale maxime. După o direcție normală la aceste traiectorii acționează eforturile principale minime, iar în lungul lor eforturile tangențiale sînt nule. Prin această dispoziție, slăbirea corpului barajului este minimă și rațională din punct de vedere static. În practică, această propunere s-a aplicat la cîteva baraje cu contraforți.

§ 8. DISPOZITIVE DE DRENAJ ȘI VIZITARE

31. Scheme și detalii constructive

Sub acțiunea presiunii hidrostatice, apele reținute au tendința să se infiltreze prin corpul barajului spre aval. Apele de infiltrație exercită o acțiune dăunătoare asupra betonului, degradîndu-l prin coroziune și spălarea lentă a elementelor nelegate chimic (în special calcea). Ele creează de asemenea presiuni în pori, cu efecte defavorabile din punct de vedere static.

Pentru a se evita aceste fenomene se prevăd, în apropierea paramentului amonte, rețele de tuburi poroase, care să dreneze și să evacueze apele de infiltrație.

În figura 2—49 se arată rețeaua drenantă a barajului *Barbellino*, constituită din tuburi verticale de 25 cm diametru, așezate la circa 3 m distanță între ele și la 2 ... 3 m de la paramentul amonte. Tuburile conduc apele drenate în două galerii orizontale, de unde sînt evacuate spre aval prin alte galerii transversale barajului.

O dispoziție similară o are și rețeaua de drenaj a barajului *Suviana* (fig. 2—50). Puțurile verticale sînt de 70 cm diametru, așezate la 6 m distanță și debușează în trei galerii orizontale, de unde apele sînt apoi evacuate în aval.

La proiectarea unei rețele drenante se recomandă să se prevadă tuburi poroase cu diametrul de 20 ... 30 cm, pentru a nu se înfunda cu diverse depuneri și a putea fi ușor curățate. Raportul dintre distanța între tuburi $2a$ și diametrul lor $2r$ trebuie să fie în jur de $2a/2r = 10$ (fig. 2—51). Distanța b de la parament pînă la frontul

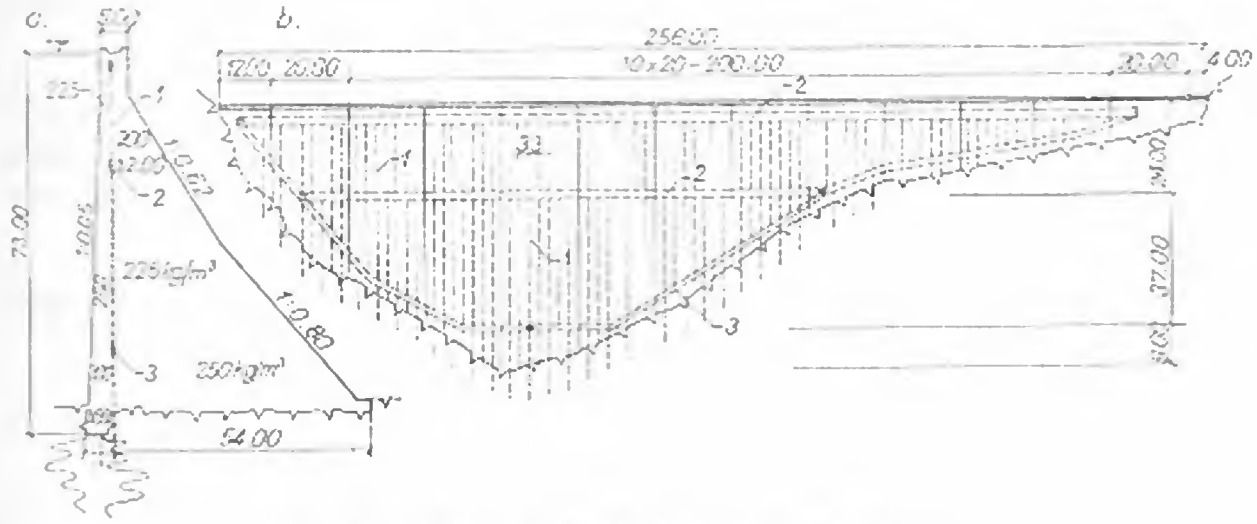


Fig. 2-49. Reţeaua de drenaj a barajului Barbellino:
a — secţiune transversală; *b* — profil longitudinal; *1* — tuburi de drenaj ($d = 25$ cm); *2* — galerie de vizitare; *3* — galerie de picior.

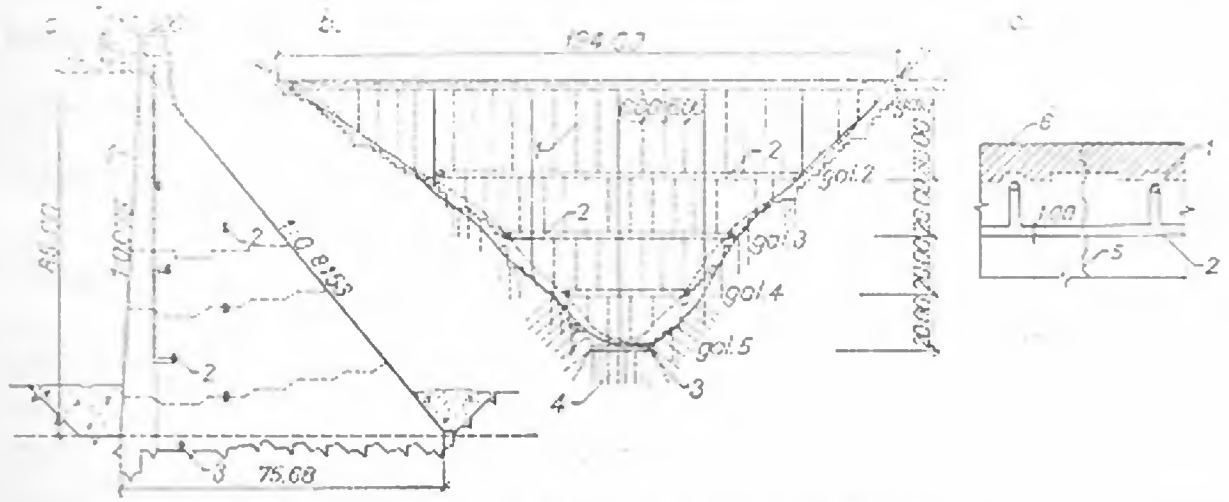


Fig. 2-50. Reţeaua de drenaj a barajului Suviana:
a — secţiune transversală; *b* — profil longitudinal; *c* — detaliu în zona paramentului amonte; *1* — puţuri de drenaj ($d = 70$ cm); *2* — galerie de vizitare; *3* — galerie de picior; *4* — voal de etanşare; *5* — rost transversal; *6* — beton de parament.

tuburilor trebuie să crească cu adîncimea. Se poate lua în jur de 1/10 din coloana de apă şi minimum 2 m. Reţeaua trebuie prelungită pînă la coronament. O infiltraţie specifică de ordinul a 5 ... 10 l/m².zi poate fi considerată cu totul acceptabilă pentru un baraj masiv [11], [12].

Uneori tuburile drenante se aşază orizontal, conducînd apele captate spre puţuri de vizitare situate în rosturile de dilataţie. În acest caz, se recomandă ca secţiunea lor să fie semicirculară, cu diametrul în jur de 30 cm. Pentru uşurinţa execuţiei şi eficacitatea drenării este indicat ca tuburile să fie aşezate în planurile rosturilor de lucru, deci la diferenţe de nivel de 1,50 ... 2,0 m. Deşi în această dispoziţie se drenează tocmai suprafeţele mai slabe din baraj şi execuţia este foarte comodă, sistemul este mai puţin folosit.

32. Acțiunea drenantă a rețelelor

După cum a arătat *O. Hoffmann* [5], rețeaua de tuburi verticale modifică substanțial repartiția subpresiunilor și a presiunii apei din pori într-o secțiune orizontală. În figura 2—51 sînt trasate comparativ repartiția reală (haşurată) și repartiția liniară, corespunzătoare situației fără rețea.

Repartiția reală poate fi înlocuită prin linia frîntă ABC. Valoarea lui ε, prin care se determină presiunea în punctul B, este:

$$\varepsilon = \frac{1}{1 + \frac{\pi b}{a \ln \frac{a}{\pi r}}} \tag{3}$$

Se observă că pentru $\varepsilon = 0$, cînd presiunea din pori dispare în aval de rețea, trebuie ca $a/\pi r = 1$, sau $a/r = \pi$. În practică, din considerente constructive, raportul se admite mai mare — în jur de 10, după cum s-a arătat la punctul precedent.

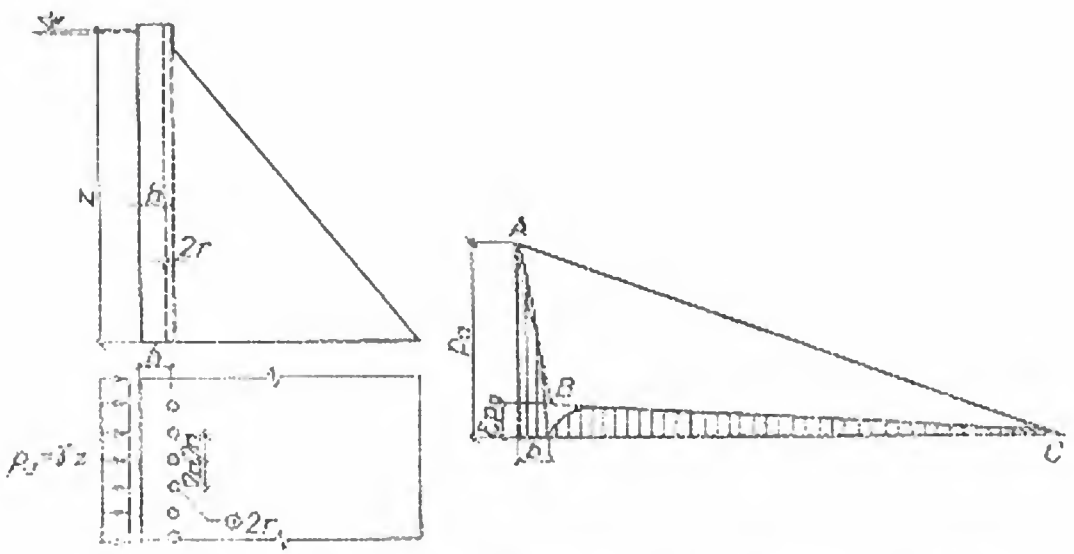


Fig. 2-51. Repartiția presiunii apei din pori în zona rețelei de drenaj.

Efectul drenant este și mai pronunțat în cazul puțurilor drenante de mare diametru. Spre exemplu, în figura 2—52 se prezintă aspectul diagramelor de presiune în pori — determinate prin calcul, în ipoteza mediului omogen poros — în cazul barajului *Gries* (Elveția). Tubația de 1,80 m diametru, situată în centrul fiecărui plot, la 5,70 m de la paramentul amonte, face ca în aval presiunile să nu depășească 0,20 din presiunea hidrostatică.

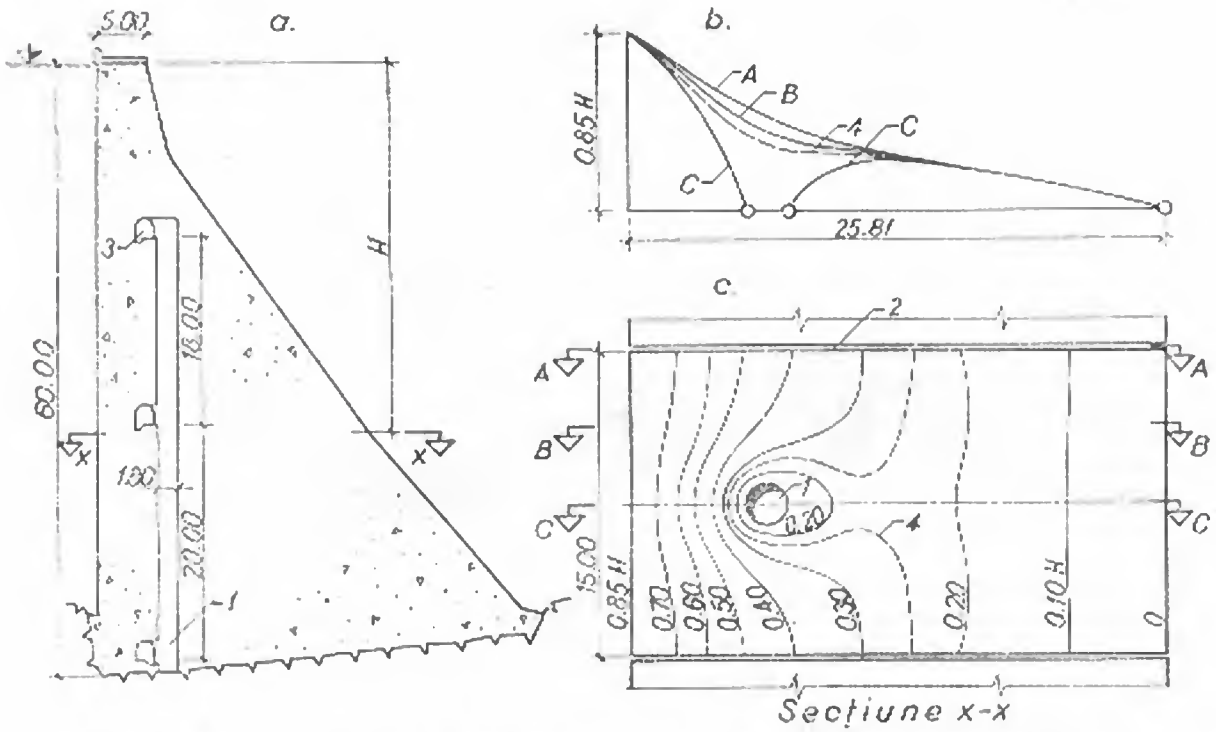


Fig. 2-52. Efectul puțului de drenaj asupra presiunii apei din pori la barajul Gries:
a — secțiune transversală; *b* — diagrame de presiune în pori; *c* — linii echipotențiale; *1* — puț de drenaj; *2* — rost permanent; *3* — galerie de vizitare; *4* — valori medii pe secțiune.

33. Acțiunea drenantă a rosturilor

În cazul în care rosturile de dilatație nu sînt umplute cu materiale izolante, ele pot exercita o acțiune drenantă pentru apele de infiltrație. Prin faptul că rosturile respiră, deschiderea lor variind în timpul anului cu 2 ... 6 mm, se poate admite că în interiorul lor acționează presiunea atmosferică. Ca urmare, apele de infiltrație sînt atrase spre fețele laterale ale ploturilor, de unde sînt evacuate prin rosturi, spre aval.

Făcînd ipoteza simplificatoare că scurgerea se produce în planuri orizontale, *F. Tölke* [13] a determinat pe cale teoretică valoarea presiunii într-un punct de coordonate (x, y) (fig. 2—53):

$$p = p_a\left[1 - \frac{x}{B} - \sum_1^{\infty} \frac{2}{n\pi} \frac{\operatorname{ch}\frac{n\pi y}{B}}{\operatorname{ch}\frac{n\pi y}{2B}} \sin\frac{n\pi x}{B}\right]. \qquad (4)$$

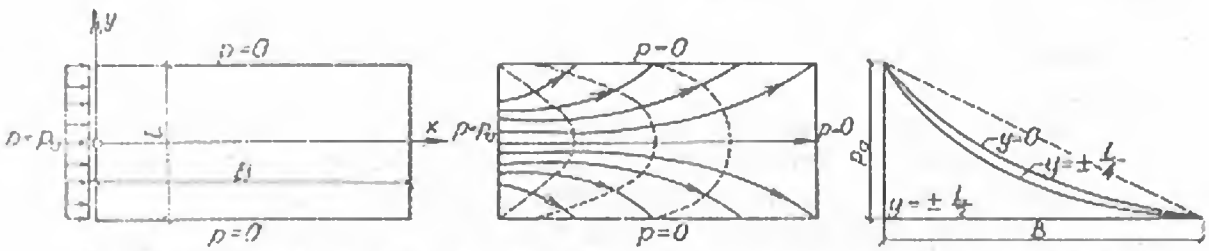


Fig. 2-53. Schema de calcul a presiunii apei din pori într-o secțiune orizontală.

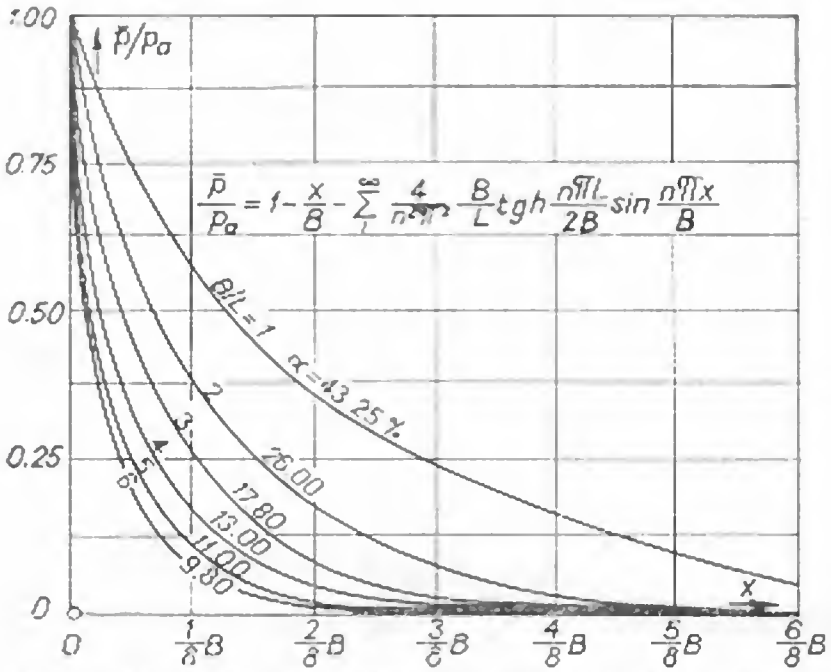


Fig. 2-54. Repartiția presiunii în pori în lungul plotului.

Pentru calculele practice a determinat de asemenea expresia presiunii medii $\bar{p}$, în diverse secțiuni x:

$$p = \int_{-L/2}^{L/2} \frac{p\,dx}{L} = p_a \left[1 - \frac{x}{B} - \sum_{1}^{\infty} \frac{4}{n^2\pi^2} \frac{B}{L} \text{ th } \frac{n\pi L}{2B} \sin \frac{n\pi x}{B} \right]. \qquad (5)$$

Rezultatele unor calcule numerice, efectuate pentru diverse rapoarte lungime/lățime plot, sînt prezentate în figura 2—54. Din aspectul diagramelor rezultă că:

— presiunile medii $\bar{p}$ scad puternic în regiunea paramentului amonte, după o lege de tip hiperbolic, tinzînd la zero la paramentul aval;

— pentru valori date ale presiunii hidrostatice din amonte p_a, totalul presiunilor pe întreaga secțiune raportat la diagrama dreptunghiulară teoretică $\alpha\%$ este cu atît mai redus cu cît raportul B/L este mai mare.

Este de remarcat că acțiunea drenantă a rosturilor laterale este eficientă în special în cazul barajelor cu rosturi lărgite, studiate mai departe.

34. Galerii și puțuri de vizitare

Galeriile și puțurile de vizitare se prevăd în corpurile barajelor în următoarele scopuri:

— supravegherea rețelelor de drenaj și evacuarea apelor de infiltrație;
— supravegherea și întreținerea dispozitivelor de etanșare a rosturilor;
— supravegherea comportării betoanelor și a gradului lor de fisurație;
— întreținerea perdelelor de etanșare prin injecții cu ciment;
— instalarea aparatelor de măsură pentru supravegherea comportării barajului.

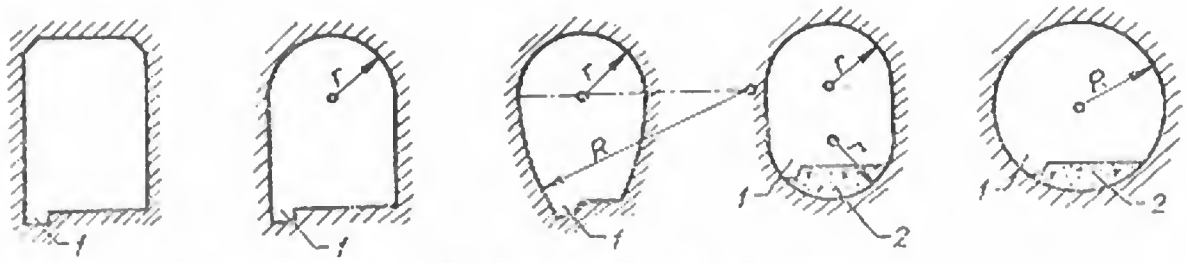


Fig. 2-55. Galerii de drenaj și vizitare:
1 — rigolă; *2* — beton de umplutură.

Galeriile se prevăd în regiunea amonte a barajului, la o distanță de aproximativ 5 ... 6 m de parament, iar în elevație se eșalonează la 20 ... 30 m. Dimensiunile minime ale unei galerii obișnuite sînt de 1,20 × 2,0 m și pot crește pînă la 2,00 × 3,00 m. Secțiunile transversale sînt foarte diferite ca formă (fig. 2—55). Din cauza concentrărilor de eforturi care se produc, se recomandă o ușoară armare a conturului.

Galeria inferioară urmărește de obicei fundația barajului și are dimensiuni mai mari 2,50 ... 3,00 × 3,50 ... 4,50 m, pentru a permite locația forezei la operațiunile de injectare a voalului de etanșare (fig. 2—56).

Puțurile de vizitare se așază de obicei în rosturile de dilatație și au dimensiuni mai reduse (diametre de ordinul a 0,80 ... 1,20 m). În cazuri speciale, ele se execută chiar în corpul barajului.

Sistemul complex de galerii și puțuri prevăzut în corpul barajului *Grande Dixence* este prezentat în figura 2—57. De remarcat că puțurile de vizitare au servit și operațiilor de injectare a rosturilor. Lungimea totală a galeriilor orizontale este de 15 200 m, a puțurilor de 14 500 m, iar a galeriilor de fund, de drenaj și de picior de 2 160 m.

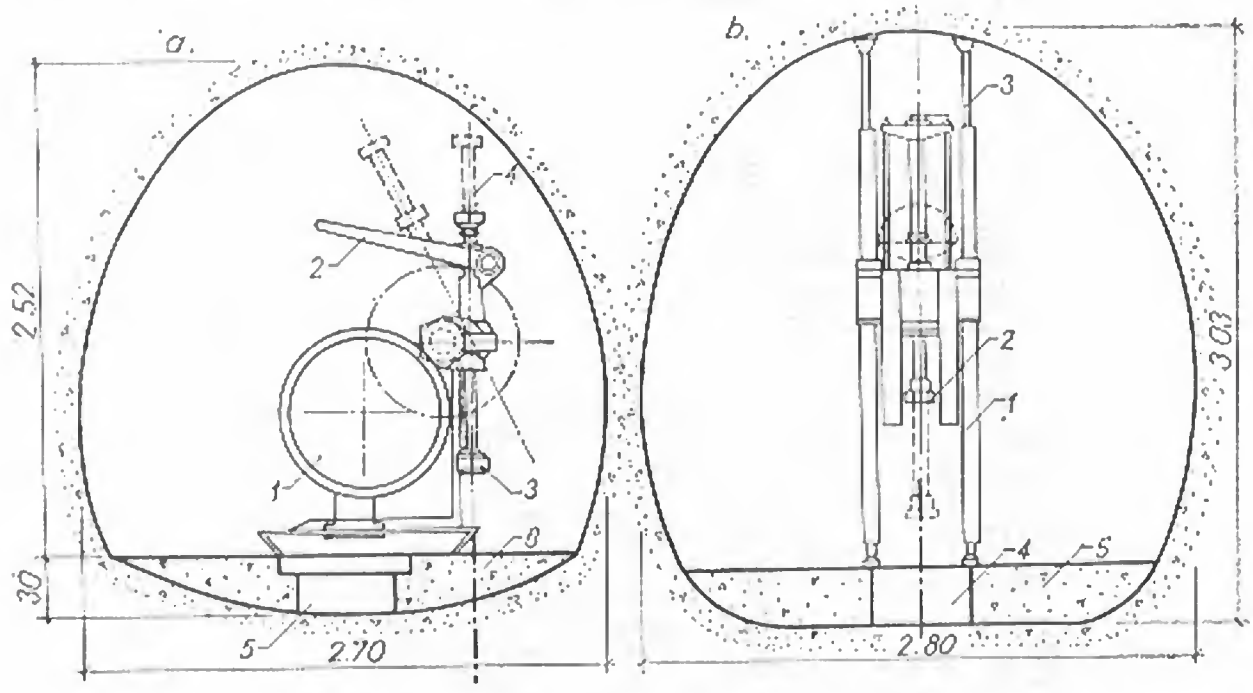


Fig. 2-56. Gabarite obligate ale galeriei de picior:
a — pentru foreză K.A.M.-300; *1* — tobă; *2* — manetă de apăsare; *3* — mandrină; *4* — coloană; *5* — rigolă; *6* — beton de umplutură; *b* — pentru foreză LONGYEAR — WOLVERINE; *1* — coloană extensibilă; *2* — mandrină; *3* — braț de împănare; *4* — rigolă; *5* — beton de umplutură.

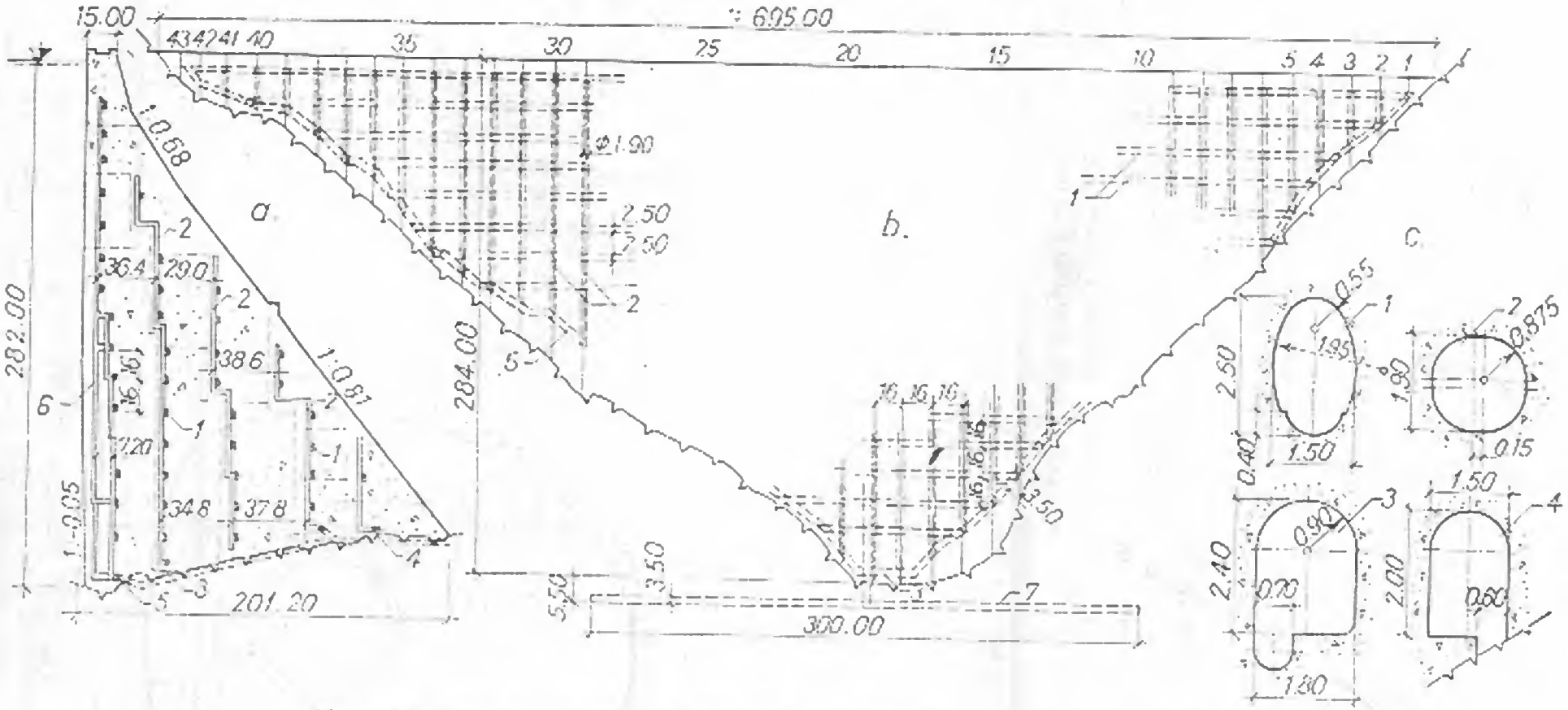


Fig. 2-57. Sistemul de puțuri și galerii de vizitare ale barajului Grande Dixence:

a — secțiune transversală; *b* — profil desfășurat; *c* — detalii de galerii; *1* — galerii de vizitare; *2* — puțuri de vizitare; *3* — galerie de talveg; *4* — galerie de drenaj; *5* — galerie de picior; *6* — tubație de drenaj a rostului; *7* — galerie pentru injecții de etanșare.

§ 9. FORȚELE CARE ACȚIONEAZĂ ASUPRA BARAJELOR DE GREUTATE

35. Generalități

În vederea determinării eforturilor care solicită corpul unui baraj, respectiv roca pe care este construit și a stabilirii dimensiunilor sale, este necesar a se cunoaște forțele care acționează asupra lui. Cele mai exacte metode de calcul nu pot asigura stabilitatea construcției dacă evaluarea solicitărilor nu este corectă. Cu toate acestea, la aprecierea unora dintre forțe se fac o serie de aproximații inerente. Diverse normative, instrucțiuni și publicații de specialitate prezintă moduri diferite de interpretare și evaluare, care însă nu se diferențiază prea mult între ele din punct de vedere cantitativ. Rămîne ca prin studiile și măsurătorile care se fac pe lucrări executate să se pună la punct și aceste probleme.

În mod obișnuit, cînd se analizează solicitările asupra barajelor, se prezintă forțele care acționează asupra barajelor de greutate, deoarece în acest caz trebuie să se țină seama de cele mai multe forțe exterioare care pot apare la o construcție de retenție. În paragraful de față se prezintă deci aceste forțe, urmînd ca solicitările specifice diverselor tipuri de baraje ce se vor studia să fie prezentate în capitolele respective.

36. Clasificarea solicitărilor

Solicitările se pot împărți funcție de durata, de frecvența și de importanța lor în:

I. *solicitări normale* — cu un caracter permanent sau cu frecvență mare;

II. *solicitări accidentale* — cu o frecvență mică și foarte mică și cu un efect relativ redus;

III. *solicitări extraordinare* — cu o frecvență foarte mică, dar cu un efect important.

Solicitările normale provin din:

— presiunea hidrostatică pentru condiții normale de exploatare;
— presiunea hidrodinamică pentru condiții normale de exploatare;
— subpresiunea în condiții normale de funcționare a sistemelor de drenaj;
— presiunea aluviunilor și a depunerilor din lac;
— greutatea proprie, a suprastructurilor și a echipamentului;
— precomprimarea barajului și a unei părți din roca de fundație;
— variațiile de temperatură ale mediilor exterioare.

Solicitările accidentale provin din:

— presiunea valurilor;
— presiunea statică și dinamică a gheții;
— presiunea vîntului.

Solicitările extraordinare provin din:

— presiunea hidrostatică în cazul viiturilor catastrofale;
— presiunea hidrodinamică în condițiile exploatării excepționale;
— subpresiunea în condițiile nefuncționării sistemului de drenaj;
— acțiuni seismice.

Luarea în considerație sau neglijarea unor forțe sau a altora depinde de tipul barajului și de înălțimea lui.

37. Greutatea proprie

Greutatea proprie este una din forțele importante care solicită un baraj masiv. Avînd un efect stabilizator, valoarea ei trebuie determinată foarte exact. Este cunoscut că mărimea greutății proprii este influențată cu deosebire de greutatea specifică a agregatelor și a cimentului, de dozajul de ciment, de raportul apă/ciment, de cantitatea de agregate care revin unui metru cub, de faptul dacă betonul este uscat sau saturat cu apă etc.

Greutatea volumetrică a betonului se poate lua în fazele preliminare de proiectare $\gamma_b = 2{,}30 \ldots 2{,}40$ t/m³. În regulamentul italian [14] se recomandă pentru calculele preliminare $\gamma_b = 2{,}35$ t/m³, arătîndu-se că pot să apară valori între 2,2 și 2,5 t/m³. În instrucțiunile din S.U.A. [6], pentru calcule preliminare se indică $\gamma_b = 2{,}4$ t/m³.

La barajele construite în România, măsurătorile efectuate au indicat valori ale greutății volumetrice a betonului cuprinse între 2,35 și 2,50 t/m³.

Cele mai multe norme și instrucțiuni insistă ca, pentru faza finală de proiectare, să se determine greutatea volumetrică pe probe luate chiar în condițiile de șantier.

La stăvilare de mică înălțime, unde efectul greutății echipamentului electromecanic, al podurilor și al diverselor anexe este destul de important, se recomandă considerarea lor în evaluarea greutății proprii, avînd ca rezultat economii de beton.

38. Presiunea hidrostatică

Presiunea statică a apei se determină prin metodele cunoscute din hidraulică. Știind că presiunile unitare variază liniar cu adîncimea sub nivelul apei și că ele acționează normal pe suprafețe, rezultă (fig. 2—58, *a*):

— componenta orizontală amonte: $P_0 = \frac{1}{2}\gamma H^2$; (6)

aval : $P_0' = \frac{1}{2}\gamma h^2$; (7)

— componenta verticală amonte: $P_v = \frac{1}{2}\gamma\lambda_1 H^2$; (8)

aval : $P_v' = \frac{1}{2}\gamma\lambda h^2$; (9)

în care greutatea specifică a apei se ia în mod obișnuit $\gamma = 1$ t/m³.

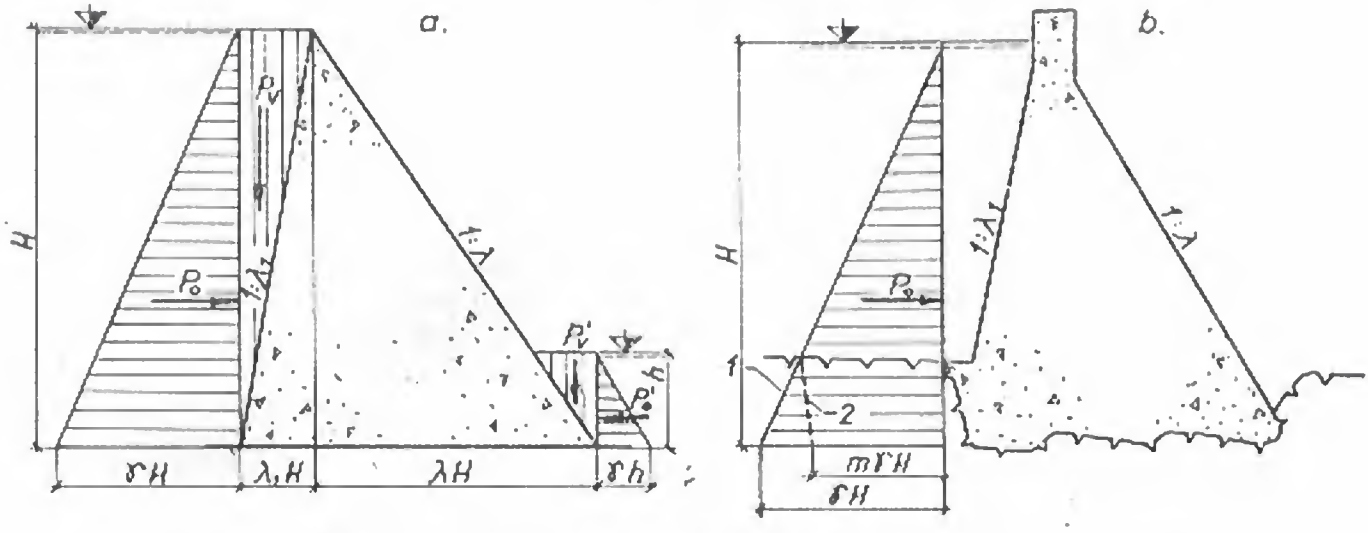


Fig. 2-58. Solicitări din presiunea hidrostatică:
a — presiunea pe paramente; *b* — presiunea la piciorul amonte; *1* — linia teoretică; *2* — linia reală.

Se consideră că presiunea hidrostatică acționează pînă la piciorul amonte și aval al barajului cu valoarea integrală.

La barajele fundate mai adînc în roca de bază, există de fapt o micșorare a presiunii sub nivelul terenului, remarcată atît prin măsurători directe cît și pe modele încercate în laborator (fig. 2—58, *b*). Această micșorare depinde de gradul de impermeabilitate al terenului de fundație, de fisurație și de adîncimea de fundare. Reducerea de presiune nu se admite totuși în calcul, dat fiind că nu se cunosc cu suficientă precizie factorii de care depinde.

Pentru cazurile curente, în situația exploatării normale, se admite nivelul maxim normal. Nivelul maxim extraordinar în lac se ia în considerație pentru condiții excepționale de ape mari. Diferența între cele două niveluri poate fi uneori foarte mare (5 ... 10 m), mai ales cînd debitele evacuate sînt mari și capacitatea de atenuare a lacului este redusă.

39. Presiunea hidrodinamică

Această presiune apare la curgerea apelor peste profilul deversant al barajului. În mod uzual, în momentul deversării se admite presiunea hidrostatică trapezoidală, acționînd de la creasta deversorului la talpa de fundație. În realitate, datorită vitezei de ajungere v (fig. 2—59), se produce o coborîre h_v a nivelului în lac în zona deversorului, $h_v = v^2/2g$, față de nivelul din zona nedeversantă, marcat de linia 1—8. Pentru calculul presiunii asupra barajului, incluzînd și presiunea dinamică dată de viteza de ajungere, se consideră diagrama 3—7—5—2, corespunzătoare liniei energetice [5]. Dacă s-ar ține seama riguros de repartiția presiunii în momentul deversării, diagrama de presiune ar trebui considerată 5—4—3—2, care însă diferă neesențial

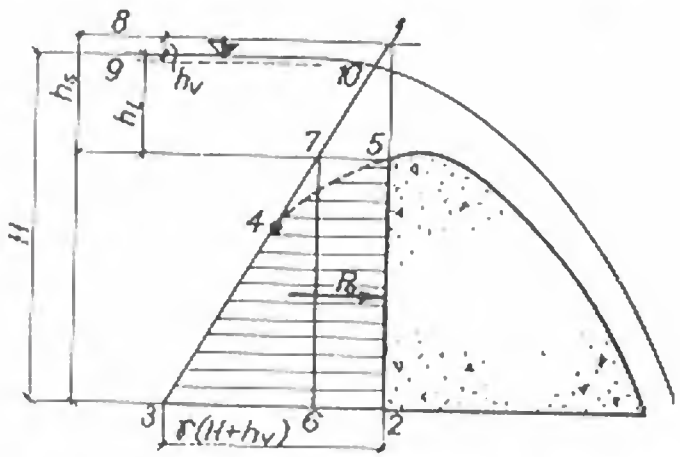


Fig. 2-59. Presiunea hidrodinamică în cazul unui profil deversant.

față de cea de calcul. Expresia analitică este:

$$P_v = \frac{1}{2}\gamma[(H + h_v)^2 - h_s^2]. \quad (10)$$

Presiunea dinamică, astfel calculată, este totdeauna mai mare decît presiunea statică. Această diferență de presiune este însă de cele mai multe ori neglijabilă (circa 1 ... 2%), exceptînd situația barajelor puțin înalte, cu înălțimi mari ale lamei deversante.

În zona deversorului, aval de creastă, în timpul deversării apare o presiune normală pe suprafața paramentului, care depinde de caracteristicile hidraulice și de forma deversorului. Presiunile sau depresiunile care acționează se pot determina prin încercări pe modele.

40. Subpresiunea — factori determinanți

Prin subpresiune se înțelege acțiunea de jos în sus a apei care se infiltrează prin fisurile rocii de fundație și prin interspațiile necimentate dintre beton și rocă.

Dacă s-ar admite că infiltrația are loc cu o pierdere de sarcină uniform distribuită, se obține repartiția teoretică; aceasta variază liniar de la presiunea hidrostatică din amonte la valoarea presiunii din aval, sau la zero, atunci cînd nu există apă în aval (fig. 2—60).

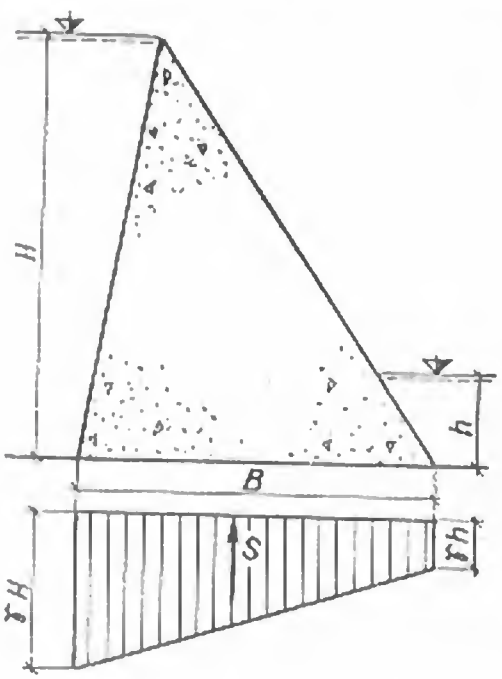


Fig. 2-60. Distribuția teoretică a subpresiunilor.

La construcțiile fundate pe terenuri nestîncoase se urmărește micșorarea subpresiunii prin mărirea drumului de infiltrație. Se utilizează avanradiere, pereți etanși de palplanșe sau beton, voaluri de injecție. În același timp se adoptă diverse sisteme de drenaj (foraje, puțuri, filtre) care scad presiunea apei de infiltrație. În aceste situații se poate considera cu suficientă aproximație că scurgerea se realizează printr-un mediu omogen și izotrop, gradul de discontinuitate și neuniformitate fiind destul de redus.

Determinarea subpresiunii se face teoretic și experimental, ținînd seama de conturul fundației și de măsurile constructive adoptate. Rezolvările teoretice pleacă de la ecuația lui *Laplace*, care pentru cazuri simple permite stabilirea spectrului hidrodinamic și deci a debitului infiltrat și a presiunii. În situațiile curente, cu contururi subterane complicate, se utilizează metodele simplificate de calcul al subpresiunii,

cunoscute din hidraulică. Printre acestea sînt: metoda grafoanalitică, metoda coeficientului de rezistență, metoda fragmentelor. În multe cazuri se fac experimentări prin metoda analogiilor electrice, care dau rezultate destul de apropiate de realitate. Aprecierea subpresiunii cu metodele expuse se poate considera suficient de corectă.

La construcțiile fundate pe terenuri stîncoase se prevăd în mod curent pinteni amonte, voaluri de etanșare, foraje de drenaj sau galerii de drenaj. Ca rezultat, se constată o reducere a valorii subpresiunii față de cea teoretică, datorită în principal a doi factori:

— apa acționează numai asupra unei părți a secțiunii de fundație, corespunzătoare interspațiilor rămase;

— pe parcursul drumului de infiltrație se produc pierderi de sarcină datorite structurii rocii și măsurilor constructive.

Referitor la procentul de arie a secțiunii de fundație pe care se manifestă subpresiunea, datorită gradului mare de incertitudine, se recomandă în ultima vreme ca acțiunea subpresiunii să fie considerată pe întreaga suprafață de fundație [5], [6], [11], [12], [14].

Referitor la intensitatea subpresiunii, există încă diferențe importante între modurile de evaluare recomandate în literatură și între acestea și rezultatele măsurătorilor în natură. Pentru orientare, se prezintă cîteva rezultate ale înregistrărilor făcute pe teren asupra subpresiunilor.

Pe valea rîului Tennessee (S.U.A.) există măsurători, realizate prin instalații de celule de subpresiune, de peste 25 de ani. În figura 2—61 se prezintă diagramele

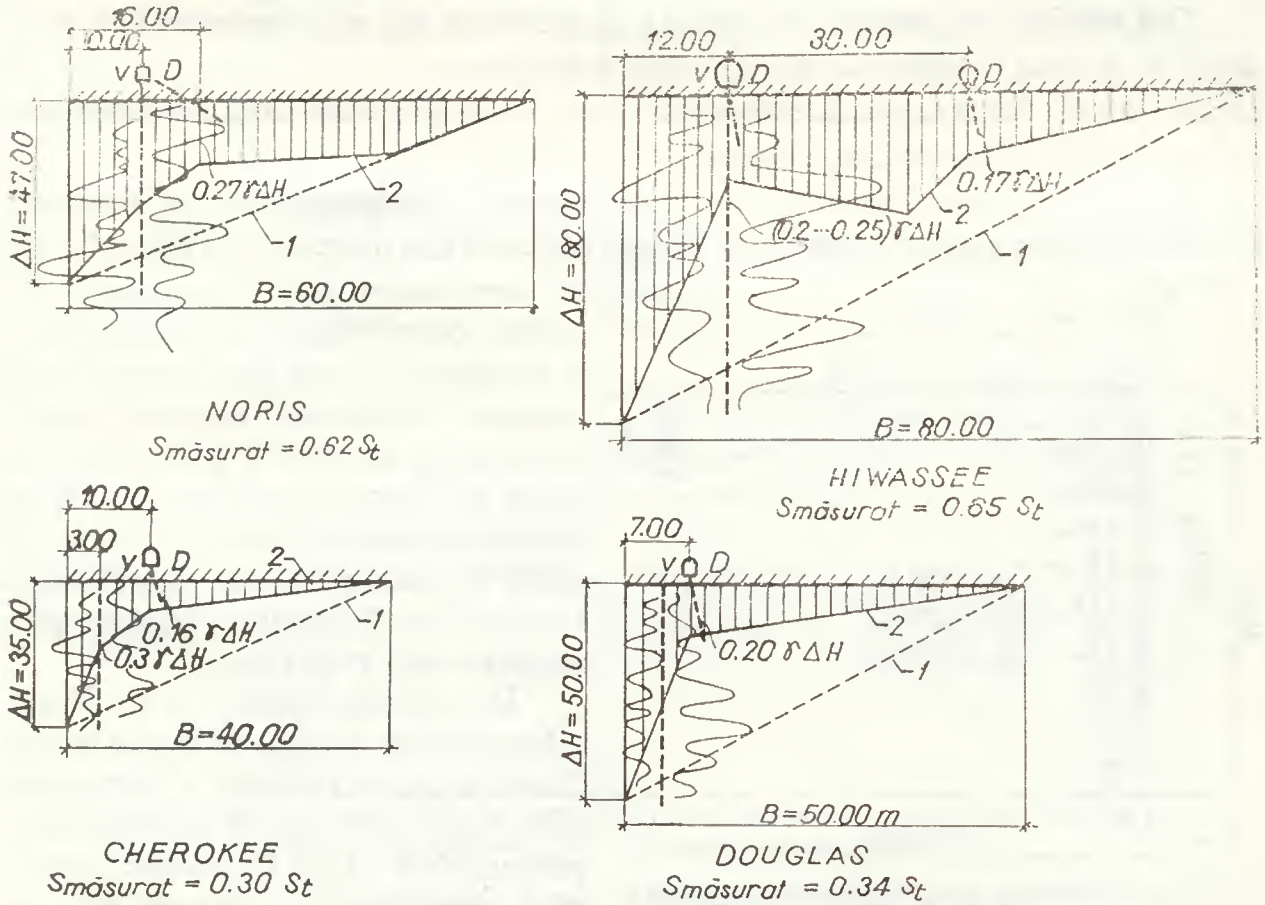


Fig. 2-61. Diagrame de subpresiune măsurate la barajele de pe valea Tennessee:
V — voal de injecții; *D* — drenaj; *1* — repartiția teoretică; *2* — valoarea măsurată.

de distribuție rezultate în cazul a patru dintre barajele mai semnificative, ale căror caracteristici constructive sînt indicate în tabelul 2—5 [12].

TABELUL 2-5

Barajul	Anul terminării	H (m)	Roca de fundație	Structură	Fisurație	Tratament				S_m/S_t
						voal		drenaj		
						h(m)	d(m)	h(m)	d(m)	
Norris	1936	81	calcar dolomitic	subțire	frecventă	61	3,0	—	15,0	0,62
Hiwassee	1940	94	șist cuarțitic	variabilă	frecventă	24	1,3	12	2,4	0,65
Cherokee	1941	53	șisturi și calcare	subțire	frecventă	30	1,8	12	2,4	0,30
Douglas	1943	62	dolomit	masivă	moderată	61	2,7	12	2,4	0,34

Din analiza diagramelor se constată că reducerea cea mai importantă se realizează în dreptul forajelor de drenaj, unde subpresiunea ajunge la valori de ordinul a 0,2 ... 0,3 H. Forța totală de subpresiune este mult mai redusă decît cea corespunzătoare distribuției teoretice, reducerea variind între 35 și 70%.

La barajul *Izvorul Muntelui* s-au făcut măsurători de subpresiune pe parcursul a 11 ani. Diagrama medie obținută pe această perioadă este prezentată în figura 2—62.

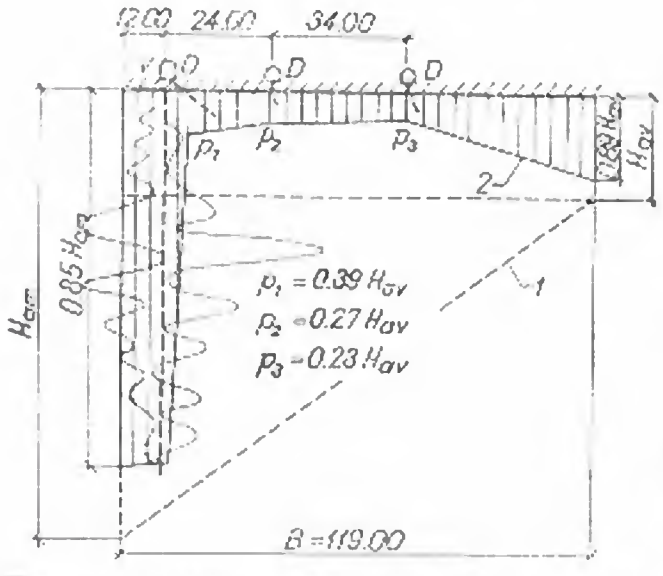


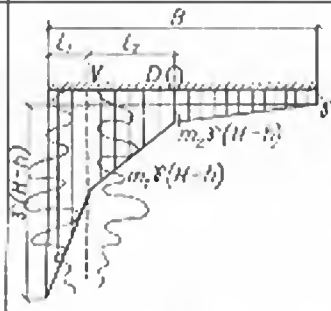
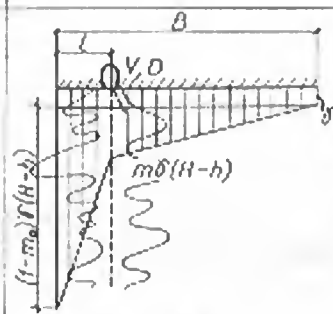
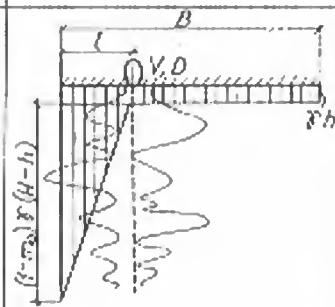
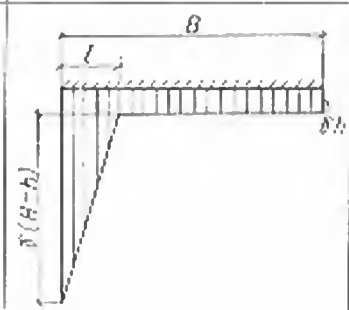
Fig. 2-62. Diagramă de subpresiune înregistrată la barajul Izvorul Muntelui:
1 — linia distribuției teoretice; *2* — valori măsurate.

Se menționează că în permanență s-a utilizat drenaj forțat (cu pompare), care a diminuat foarte mult efectul subpresiunii. Reducerea cea mai importantă apare în dreptul primului șir de foraje de drenaj. Micșorarea subpresiunilor la piciorul amonte și aval, cu valori de peste 10%, este o consecință a pierderilor de presiune produse prin curgerea apei prin rocă.

În concluzie, rezultă că distribuția subpresiunilor variază de la caz la caz, fără a se putea formula o lege generală. Acest fapt face ca nici evaluările pentru calcul să nu fie unitare, neexistînd niște norme cu caracter internațional.

41. Subpresiunea — metode de evaluare

În U.R.S.S. există recomandări [15] care ţin seama de înălţimea barajului, de prezenţa voalului de etanşare şi de drenajul fundaţiei (fig. 2—63). Diagrama pentru cazul barajelor înalte este raţională şi destul de apropiată de o serie de măsurători

Felul barajului	Diagrama de subpresiune	Descrierea măsurilor constructive	Expresia forţei de subpresiune	Valorile coeficienţilor
a. Baraje înalte $H \geq 75\,m$		la distanţa L_1 voal de etanşare (V) la distanţa L_1+L_2 sistem de drenaj (D)	$S=\gamma hB+\frac{1}{2}\gamma(H-h)\cdot[L_1(1+m_1-m_2)+L_2m_1+Bm_2]$	$m_1=0.4$ $m_2=0.2$
b. Baraje medii $25<H<75\,m$		la distanţa l voal de etanşare (V) şi sistem de drenaj (D)	$S=\gamma hB+\frac{\gamma}{2}(H-h)\cdot[l(1-m_0)+Bm]$	$m_0=0.15$ $m=0.2$
c. Baraje mici $H\leq 25\,m$		la distanţa l voal de etanşare (V) şi sistem de drenaj (D)	$S=\gamma hB+\frac{\gamma}{2}(H-h)\cdot l(1-m_0)$	$m_0=0.15$
d. Baraje cu rosturi largile sau evidate		evidare cu coeficient de evidare α	$S=\gamma h[l+\alpha(B-l)]+\frac{1}{2}\gamma(H-h)l$	—

*Observaţie: Pentru fazele preliminare de proiectare se recomandă în cazurile a, b, c formula: $S=\gamma hB+\frac{1}{2}\gamma(H-h)(l+mB)$ cu $m=0.20$

Fig. 2-63. Distribuţia subpresiunilor după normele sovietice.

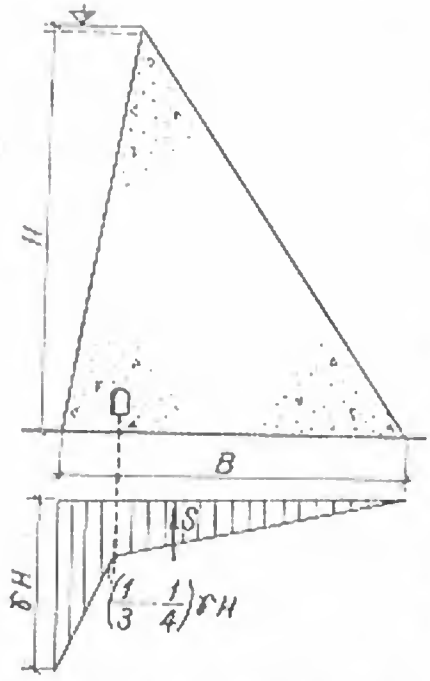


Fig. 2-64. Distribuția subpresiunilor după normele americane.

și experimentări. În formula pentru barajele medii se admite o pierdere a presiunii de infiltrație la piciorul amonte, ceea ce este posibil în anumite situații, dar în cazul unor fisuri verticale ale rocii, sau la mici deplasări ale barajului, subpresiunea se va manifesta integral la piciorul amonte. În cazul barajelor mici, formula recomandată conduce la valori mai reduse decît în cazul barajelor evidate, ceea ce este îndoielnic. În general, în aceste norme se face o gradare a mărimii subpresiunii, acceptîndu-se diminuarea ei la barajele mici, mai puțin importante.

În S.U.A. nu există niște norme cu caracter general. Recomandările date de Bureau of Reclamation [6] și de TVA [12] indică evaluarea subpresiunii după cum se arată în figura 2—64. De la valoarea integrală a presiunii hidrostatice în amonte γH se admite că subpresiunea scade liniar la $\frac{1}{3}\ \gamma H$ [6], sau $\frac{1}{4}\ \gamma H$ [12], în dreptul forajelor de drenaj și apoi la zero la piciorul aval. Dacă există apă în aval, se suprapune peste diagrama de mai sus o presiune uniformă, corespunzătoare coloanei de apă respective.

În diverse țări europene (Italia, Elveția, Franța) subpresiunea se evaluează în calcule pe baza unei diagrame triunghiulare, conform figurii 2—65. Se admite că în aval coloana de apă γh acționează neredusă de-a lungul întregii fundații, ar peste ea se suprapune o diagramă liniară, care pornește de la valoarea $m\gamma\,(H-h)$

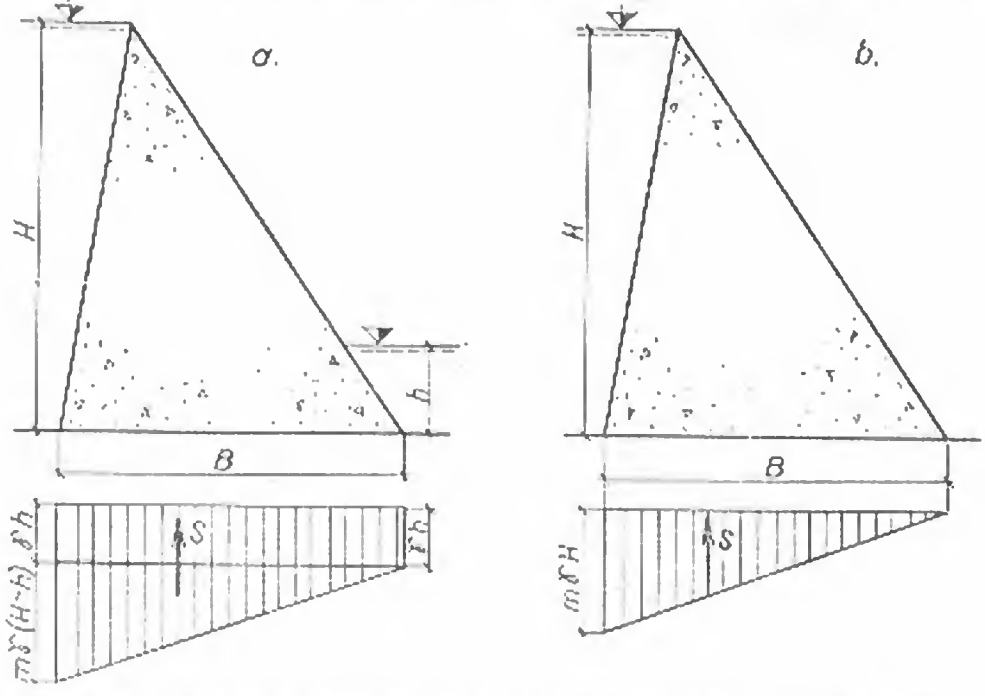


Fig. 2-65. Repartiția subpresiunii în ipoteza distribuției triunghiulare:
a — cu nivel de apă în aval; *b* — fără nivel de apă în aval.

în amonte și ajunge la zero în aval (fig. 2—65, *a*). În cazul cînd nu există apă în aval, efectul coloanei γh dispare (fig. 2—65, *b*). Relațiile de calcul corespunzătoare sînt:

$$S = \gamma \left[h + \frac{1}{2} m(H - h) \right] B; \tag{11}$$

$$S = \frac{1}{2} m \gamma H B. \tag{12}$$

Coeficientul m poartă numele de *coeficient de subpresiune* și are valori cuprinse între 0 și 1, funcție de rocă și de înălțimea barajului. Pentru baraje înalte ($H \geq 75$ m) se consideră $m = 1$. În literatura elvețiană m este cuprins între 0,70 și 0,80.

Creager [5] recomandă coeficientul m în funcție de înălțimea barajului, de caracteristicile rocii de fundație și de sistemele constructive adoptate (tabelul 2—6).

TABELUL 2-6

Felul barajului	Caracteristicile rocii de fundație	m
Baraje înalte, prevăzute cu voal și drenaj	cu stratificații orizontale	0.75
	cu ușoare fisuri	0.67
	masivă	0.50
Baraje medii, fără voal și drenaj	cu stratificații orizontale	1.00
	cu ușoare fisuri	0.67
	masivă	0.50

În România nu există normative cu caracter republican care să reglementeze mărimea subpresiunii. Instrucțiunile tehnice departamentale întocmite de I.S.P.H. în anul 1965 recomandă distribuția triunghiulară și un coeficient $m = 0{,}50 \ldots 0{,}75$.

Pentru lucrări importante se pot face experimentări pe modele pentru a determina infiltrația pe sub baraj și valoarea subpresiunii. În cadrul proiectului pentru barajul *Porțile de Fier* s-a studiat această problemă pe modele, admițîndu-se valabilitatea legii lui *Darcy*. S-au analizat diverse ipoteze de măsuri constructive (fig. 2—66): foraje de drenaj de 70 mm diametru în două șiruri, la distanța de 3 m; voal de etanșare; voal și drenaj.

Din diagramele obținute se constată:

— cînd roca este suficient de etanșă, rolul voalului în reducerea subpresiunilor este destul de mic;

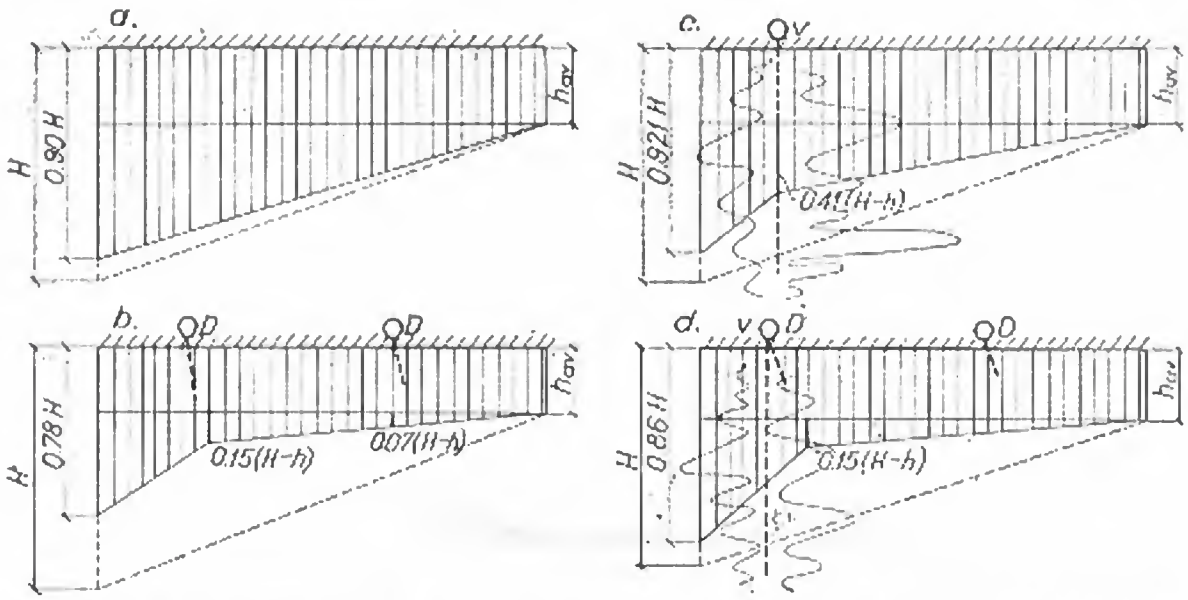


Fig. 2-66. Valorile subpresiunilor rezultate din încercări experimentale la barajul Porțile de Fier: *a* — fără măsuri constructive; *b* — cu drenaj; *c* — cu voal de etanșare; *d* — cu voal și drenaj; *V* — voal de etanșare; *D* — foraje de drenaj.

— practicarea simultană a voalului și a drenajelor diminuează într-o oarecare măsură efectul drenajului;

— în zona amonte apar reduceri ale subpresiunii chiar cînd nu se iau măsuri constructive;

— reducerea substanțială a subpresiunii apare în dreptul primului șir de drenuri, ajungînd la valori de $0{,}15\gamma(H - h)$.

42. Presiunea în pori

Din cauza porozității betonului, corpul unui baraj este expus acțiunilor fizico-chimice ale apelor de infiltrație. Curentul de apă care se scurge prin porii liantului exercită o acțiune de portanță asupra agregatelor pe care le leagă (nisip și pietriș). Se poate admite în mod aproximativ că această acțiune este dirijată de jos în sus și că repartiția ei este liniară de la valoarea $m\gamma z$ la paramentul amonte, la zero la paramentul aval, unde z este adîncimea secțiunii la care se evaluează presiunea din pori.

Coeficientul cu care se afectează presiunea hidrostatică din amonte se poate determina [13] sub forma produsului:

$$m = \alpha\beta, \tag{13}$$

în care α reprezintă volumul agregatelor dintr-un metru cub de beton, iar β porozitatea liantului. În calcule preliminare, aceste cifre se pot aprecia după cum urmează:

— volumul agregatelor α se determină scăzînd dintr-un metru cub volumul ocupat de liant (apă și ciment):

$$\alpha = 1 - (A/C + 0{,}32)\,C \tag{14}$$

unde:

A/C — raportul apă ciment;

C — dozajul de ciment, în t/m^3;

— porozitatea liantului se determină admiţînd că apa care foloseşte alcătuirii pietrei de ciment reprezintă 20% din greutatea cimentului şi că restul de apă rămîne nelegată chimic, creînd porii liantului. Raportul între volumul porilor şi volumul total al liantului dă coeficientul β:

$$\beta = \frac{A/C - 0.20}{A/C + 0.20}. \tag{15}$$

Din unele calcule numerice rezultă valori ale coeficientului m pentru corpul barajului cuprinse între 0,30 şi 0,50, deci mai reduse decît cele corespunzătoare subpresiunilor din fundaţie.

43. Presiunea aluviunilor

În lacurile de acumulare viteza de curgere se reduce şi ca urmare aluviunile transportate de apă se depun. Cele cu granulaţie mai mare (nisipuri şi pietrişuri) se depun în porţiunea amonte, iar cele mai fine, constituite din argilă şi mîl, ajung pînă în faţa barajului. Particulele fine sedimentate constituie o masă de material ale cărei proprietăţi mecanice sînt asemănătoare cu cele ale unui lichid, cu unghiul de frecare interioară aproape zero. Presiunea exercitată de aceste depuneri asupra barajului se determină cu aproximaţie, ea depinzînd de o serie de factori ca: unghiul frecării interioare, unghiul de frecare între aluviuni şi baraj, greutatea volumetrică, starea de saturaţie cu apă, înclinarea paramentului, panta fundului lacului etc.

Admiţînd o variaţie liniară pe verticală a presiunii aluviunilor, presiunea unitară la baza unui strat de adîncime h_{al}, va fi:

$$p_{al} = \gamma'_{al} h_{al} \tag{16}$$

în care:

$\gamma'_{al} = \gamma_{al} - \gamma(1 - n)$ — greutatea volumetrică a aluviunilor în apă;

γ_{al} — greutatea volumetrică a aluviunilor uscate;

γ — greutatea volumetrică a apei;

n — porozitatea aluviunilor.

De obicei γ_{al} variază între 1,3 şi 1,8 t/m^3, iar volumul porilor n între 10 şi 30%.

La grosimi mici ale stratului de aluviuni în raport cu înălţimea barajului, presiunile exercitate pe parament sînt reduse şi în consecinţă se neglijează. Dacă grosimea stratului aluvionar este mare, efectul împingerii aluviunilor trebuie redus faţă de cel rezultat din formulă, luînd în consideraţie unghiuri de frecare diferite de zero, datorită efectului presiunii de deasupra. Calculul se face cu formula împingerii active după *Rankine*.

44. Presiunea valurilor

În cazul cînd barajele creează lacuri mari de acumulare, sub acțiunea vîntului se pot produce valuri care exercită presiuni suplimentare, peste cele corespunzătoare nivelului normal. Mărimea acestor presiuni depinde de lungimea valului, de înălțimea lui, precum și de înclinarea paramentului amonte față de orizontală.

În cazul paramentului amonte vertical, sau cu pante mai mari ca 1 : 1, presiunea suplimentară exercitată de val se poate determina cu relația (fig. 2-67, *a*) [16]:

$$P_{val} = \frac{1}{2}\gamma (H + 2h + h_0)(H + a) - \frac{1}{2}\gamma H^2 \qquad (17)$$

în care (fig. 2-67, *b*):

$2h$ — înălțimea medie a valului;
h_0 — supraînălțarea liniei medii a valului față de nivelul normal;
a — intensitatea presiunii valului la adîncimea H, la contactul cu terenul de fundație.

Relațiile de calcul, în ipoteza că se cunoaște înălțimea $2h$ a valului și lungimea lui 2λ, sînt:

$$h_0 = \frac{\pi(2h)^2}{2\lambda} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{2\lambda}; \qquad (18)$$

$$a = \frac{2h}{\operatorname{ch} \frac{2\pi H}{2\lambda}}. \qquad (19)$$

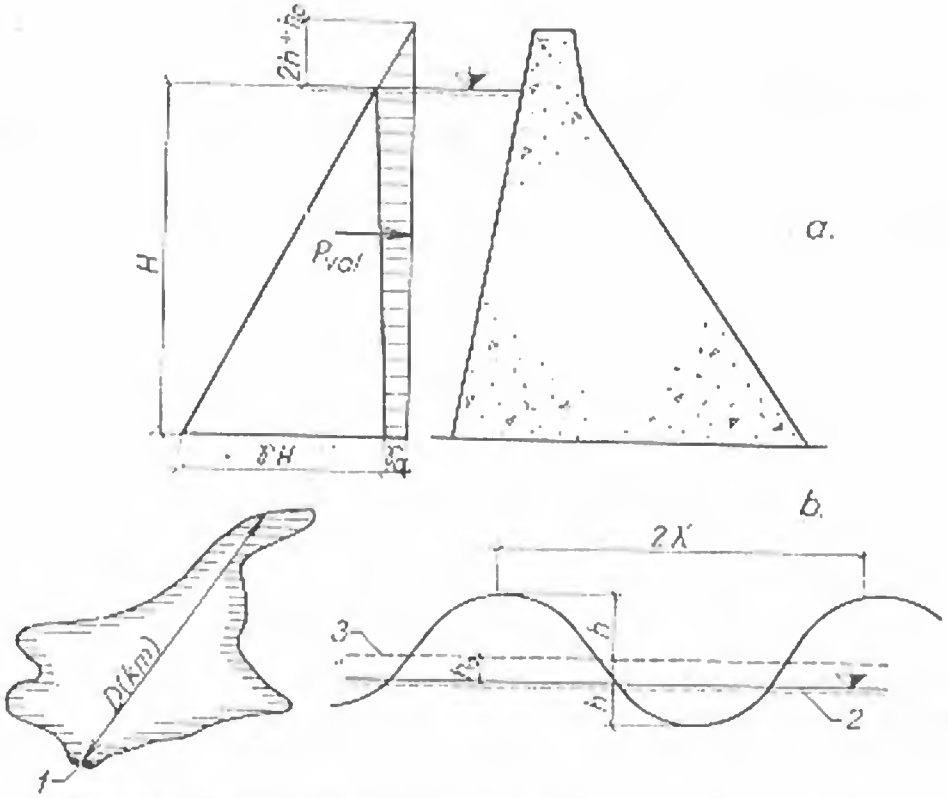


Fig. 2-67. Solicitarea suplimentară dată de presiunea valului:
a — diagramă de repartiție; *b* — elementele valului; *1* — baraj; *2* — nivelul apei liniștite; *3* — nivelul mediu supraînălțat.

Pentru lacuri adînci, la care $H \gg \lambda_z/2$, relaţiile (18) şi (19) devin:

$$h_0 = \frac{\gamma(2h)^2}{2\lambda}$$
$$a = 0. \tag{20}$$

În normele sovietice [15] se recomandă ca presiunea suplimentară produsă de val să se determine cu o metodă mai riguroasă decît cea simplificată, prezentată mai înainte. Aceasta în special la înălţimi mici şi mijlocii ale barajului, unde formula (17) dă rezultate mult acoperitoare. Formula recomandată are la bază rezolvarea simplificată a ecuaţiei undelor formate de vînt, aspectul diagramei de presiune rezultate fiind cel din figura 2-68. Variaţia presiunii date de val nu este liniară, conturul 1-2-5, cu porţiunea 2-5 curbă, reprezentînd diagrama presiunii totale. Valoarea presiunii este dată de formula:

$$p_z = \gamma\left\{z - H + \frac{\varphi}{k} - hn \sin\sigma_z[\operatorname{ch}\varphi - \operatorname{ch} k(H-z)] + (2h)\theta m[\operatorname{sh}^2\varphi - \right.$$
$$\left. - \operatorname{sh}^2 k(H-z)]\right\}. \tag{21}$$

Elementele care intervin în formula (21) se pot calcula cu relaţiile:

$$k = \frac{2\pi}{\lambda}; \qquad \sigma_t = \frac{2\pi}{\tau};$$
$$\sin\sigma_z = 0{,}55; \qquad n = \frac{1}{e^{2\alpha'}\operatorname{ch}\beta \operatorname{ch} 2\alpha};$$
$$m = \frac{\operatorname{th} 2\alpha - \alpha}{\operatorname{sh} 2\beta}; \qquad \theta = \frac{\cos^2\sigma_t}{e^{4\alpha\sin\sigma_t}}; \tag{22}$$
$$\varphi = \beta + 2\alpha^2 \operatorname{cth}\beta \sin^2\sigma_t + 2\alpha\sin\sigma_z;$$
$$\alpha = \frac{\pi h}{\lambda}; \qquad \beta = \frac{2\pi H}{\lambda}.$$

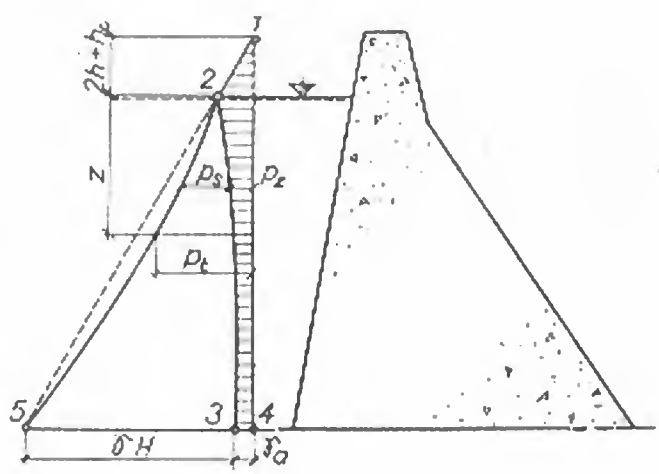


Fig. 2-68. Repartiţia presiunii suplimentare după normele sovietice.

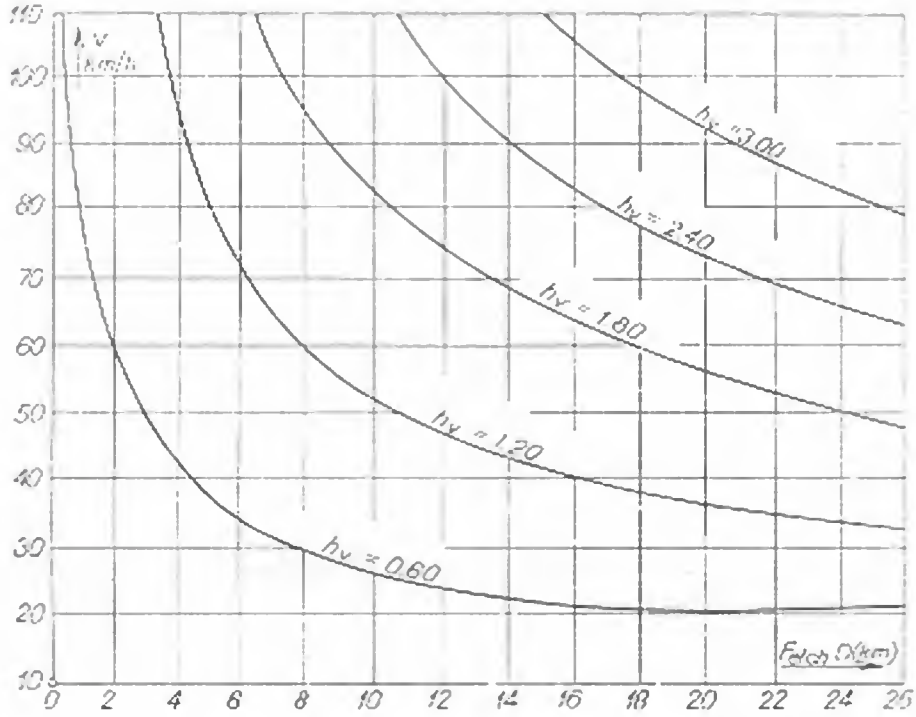


Fig. 2-69. Diagramă de determinare a înălțimii valului după normele americane.

Prin aplicarea acestei metode mai exacte, presiunea valului rezultă cu valori mai mici cu circa 20% față de aceea care rezultă prin metoda aproximativă. Această reducere a forței valului contează la dimensionarea și calculul lucrărilor portuare sau al stăvilarelor mici (sub 30 m).

Independent de metoda de evaluare se observă că pentru baraje foarte înalte ($H > 100 \ldots 150$ m) efectul valului este relativ mic, dar nu neglijabil. El reprezintă 2,5 ... 4,7% din presiunea hidrostatică. Pentru baraje mici efectul valului devine important, ajungînd, pentru înălțimi mai mici de 20 m și viteze ale vîntului mai mari ca 20 m/s, la 12,5 ... 27,5% din presiunea hidrostatică.

Pentru determinarea presiunii provocată de valuri este necesară cunoașterea elementelor caracteristice ale valului (v. fig. 2-67): înălțimea ($2h$) și lungimea (2λ). Majoritatea instrucțiunilor și recomandărilor evaluează aceste caracteristici pe baza unor formule empirice.

După normele americane, înălțimea valului se poate calcula conform graficului din figura 2-69, în funcție de lungimea liberă (D) de bătaie a vîntului la oglinda apei (fetch) și de viteza vîntului, măsurată la 10 m deasupra apei. Înălțimea rezultată corespunde unei asigurări de 15%, fiind considerată valoare caracteristică. Determinarea înălțimii valurilor corespunzătoare diverselor asigurări de calcul se poate face multiplicînd valoarea caracteristică cu un coeficient k_p (tabelul 2-7).

TABELUL 2-7

Asigurarea (%)	0.4	2	4	15	20	45
k_p	1.67	1.40	1.27	1,00	0.89	0.62

Pentru calculul fetch-ului, aceleaşi norme recomandă să nu se ia în considerare distanţa maximă pe oglinda apei de la baraj pînă la malul opus, ci o medie ponderată a fetch-urilor posibile, în limita unui unghi de 45° de o parte şi de alta a distanţei maxime:

$$D = \frac{\sum_{1}^{n} D_i \cos \theta_i}{\sum_{1}^{n} \cos \theta_i}, \tag{23}$$

unde:

D_i — distanţa pînă la malul opus, măsurată pe o direcţie ce face unghiul (θ_i) cu distanţa maximă;
θ_i — unghiul dintre direcţia (i) şi direcţia distanţei maxime;
$n_{min} = 10 \ldots 15$.

Se cunoaşte că viteza vîntului deasupra apei este mai mare decît cea de deasupra solului, în aceleaşi condiţii meteorologice. Raportul de transformare, în funcţie de fetch, este dat în tabelul 2-8.

TABELUL 2-8

Fetch (km)	0.8	1.6	3.2	4.8	6.5	≥ 8.0
Viteza deasupra apei / Viteza deasupra solului	1,08	1,13	1,21	1,26	1,28	1,30

Supraînălţarea oglinzii apei (h_0), ca urmare a bătăii vîntului şi a formării valului, se determină cu relaţia:

$$h_0 = \frac{1}{460} \frac{v_m D}{H_m} \quad [\mathrm{m}], \tag{24}$$

în care:

v_m — viteza medie a vîntului, în km/h;
D — fetchul, în km;
H_m — adîncimea medie a lacului pe direcţia fetchului, în m.

O serie de autori sovietici recomandă pentru calculul caracteristicilor valului formulele empirice ale lui *Labzovski*:

$$\begin{aligned} 2h &= 0{,}073 K v \sqrt{D \frac{2h}{2\lambda}}; \\ 2\lambda &= 0{,}073 v \sqrt{D \Big/ \frac{2h}{2\lambda}}; \\ \frac{2h}{2\lambda} &= \frac{1}{9 + 19\, e^{-14/v}}; \\ K &= 1 + e^{-0{,}4D/v}, \end{aligned} \tag{52}$$

cu aceleaşi notaţii ca mai sus.

45. Presiunea gheții

În țările cu climat mai rece trebuie luată în considerare și împingerea exercitată de gheața ce se formează la suprafața lacului. Această împingere poate fi statică și dinamică.

Presiunea statică este provocată de creșterile rapide ale temperaturii aerului, cînd stratul de gheață începe să se dilate, ca orice corp solid. Dacă această deformație este împiedicată să se producă din cauza formei lacului și a rigidității versanților, gheața exercită presiuni importante. Aceste presiuni sînt funcție de mulți factori, dar în special de viteza de creștere a temperaturii. Cînd această viteză este redusă, în stratul de gheață se pot produce deformații plastice care atenuează împingerile.

În diverse țări din Europa, pentru calculul presiunii statice maxime, se folosește formula lui *Royen*:

$$P_g = 0{,}9 h_g (\Delta t_a + 1) \sqrt[3]{\frac{\Delta t_g}{n} (\Delta t_a + 1)^2} \quad [t/m] \tag{26}$$

în care:

h_g — grosimea stratului de gheață, în m;

Δt_g — creșterea maximă a temperaturii gheții în timp de n ore; se apreciază de obicei $\Delta t_g = 0{,}35 \Delta t_a$, unde Δt_a este creșterea maximă a temperaturii aerului în același interval de timp.

Valorile Δt_g și n se obțin din observațiile meteorologice efectuate la fața locului, alegîndu-se combinația cea mai defavorabilă.

În U.R.S.S., pentru determinarea presiunii de împingere a gheții, se recomandă formula empirică:

$$p_g = 3{,}1 \frac{(t_{ig} + 1)^{1{,}67}}{(t_{ig})^{0{,}88}} \left(\frac{\Delta t_g}{n}\right)^{0{,}33} \quad [t/m] \tag{27}$$

în care t_{ig} este temperatura inițială a gheții.

Formula (26) nu ține seama de temperatura inițială a gheții, iar formula (27) depinde în prea mare măsură de temperatura inițială și foarte puțin de creșterea temperaturii gheții.

În lipsa datelor meteorologice se pot folosi diverse recomandări privind presiunea gheții, în funcție de grosimea podului de gheață și de clima generală, bazate în general pe observații. În U.R.S.S. se recomandă corelația arătată în tabelul 2-9.

TABELUL 2-9

h_g (m)	0,50	0,70	1,0	1,20	1,50
P_g (t/m)	7	10	15	20	28

În Suedia, presiunea gheții se admite de 15 ... 20 t/m, în Germania 5 ... 15 t/m, iar în Franța 10 t/m. În Italia se indică o presiune de 2,5 t/m pentru fiecare 10 cm grosime de gheață, admițînd ca pentru grosimi ale gheții sub 20 cm să nu se ia în considerație această forță. În România, la diverse lucrări, s-a admis o presiune a gheții de 5 ... 10 t/m.

Asupra stavilelor din cîmpurile deversante nu se ia în calcul presiunea statică a gheții, prevăzîndu-se încălzirea stavilelor, ruperea podului de gheață sau variația nivelului lacului.

Presiunea dinamică se exercită de către ghețurile în mișcare și depinde de compactitatea gheții, de viteza de mișcare și de dimensiunile blocurilor de gheață, de forma și înclinarea elementelor constructive care sînt solicitate și de alți factori. Din cauza complexității fenomenului, o apreciere exactă a presiunii dinamice nu se poate face.

O evaluare aproximativă o oferă formula lui *Kuznețov*. Ea se referă la sloiuri de gheață de lățime b, de lungime l și de grosime h_g (care se ia 0,6 ... 0,8 din grosimea maximă observată), sloiuri care se deplasează perpendicular pe frontul construcției. Dacă dimensiunile sloiului se iau în metri, presiunea dinamică are expresia:

$$P_{g,d} = Kvh_g\sqrt{bl} \quad [t] \tag{28}$$

în care:

v — viteza de curgere a sloiurilor, în m/s (în lacuri mari de acumulare se admite $v \leqslant 0{,}6$ m/s);

K — coeficient care depinde de limita de rezistență a sloiului la spargere R_g (tabelul 2-10).

TABELUL 2-10

R_g (t/m²)	30	50	60	100
K (ts/m²)	2,36	3,00	3,36	4,20

Asupra construcțiilor masive efectul presiunii dinamice este neglijabil. În schimb, pentru elemente foarte subțiri, în special asupra stavilelor, efectul poate deveni periculos.

46. Presiunea vîntului

În calculele statice nu se ia în considerație acțiunea vîntului, efectul acestuia fiind neglijabil față de acela al forțelor foarte mari care intră în acțiune la un baraj.

În schimb, anumite elemente ale suprastructurilor (grinzi, camere de manevră, stavile) se calculează la acțiunea vîntului, conform normativelor și standardelor în vigoare pentru construcții civile și industriale.

47. Forțe seismice

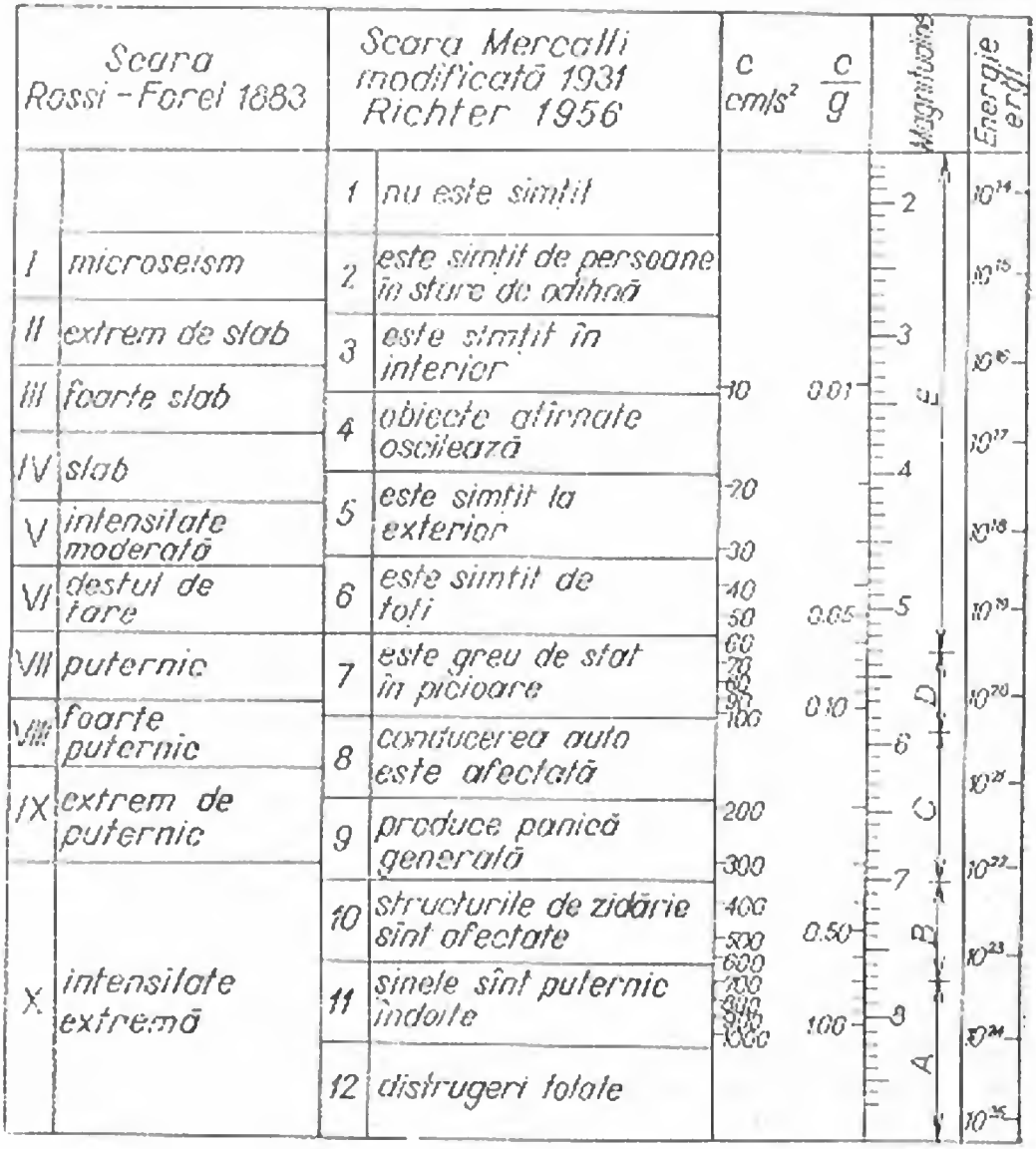
În regiuni seismice se iau în considerare și solicitările datorate mișcărilor seismice ale scoarței pămîntești. Asupra pămîntului, cutremurul se manifestă ca o mișcare neregulată în spațiu, de diverse amplitudini și perioade. Pentru caracterizarea cutremurelor se folosesc scări de intensitate, bazate pe aprecieri asupra efectelor lor sau pe măsurători.

Dintre scările de intensitate bazate pe efectele cutremurelor, mai cunoscute sînt *scara Rossi-Forel*, care clasifică cutremurele în 10 grade de intensitate, și *scara Mercalli* modificată, care împarte cutremurele în 12 grade, introducînd și accelerațiile seismice corespunzătoare fiecărui grad.

Dintre scările bazate pe înregistrări, mai cunoscute sînt *scara magnitudinilor (Gutenberg-Richter)* și *scara intensității spectrale (Housner)*. În tabelul 2-11 se prezintă corelația între diversele scări, pe baza mărimii accelerației seismice (c),

TABELUL 2-11

Scara Rossi-Forel 1883		Scara Mercalli modificată 1931 Richter 1956		c cm/s²	$\frac{c}{g}$	Magnitudine	Energie ergi
		1	nu este simțit				
I	microseism	2	este simțit de persoane în stare de odihnă				
II	extrem de slab	3	este simțit în interior				
III	foarte slab			10	0.01		
IV	slab	4	obiecte atîrnate oscilează				
V	intensitate moderată	5	este simțit la exterior	20			
VI	destul de tare	6	este simțit de toți	30 40 50	0.05		
VII	puternic	7	este greu de stat în picioare	60 70 80 90 100	0.10		
VIII	foarte puternic	8	conducerea auto este afectată				
IX	extrem de puternic	9	produce panică generală	200 300			
X	intensitate extremă	10	structurile de zidărie sînt afectate	400 500	0.50		
		11	șinele sînt puternic îndoite	600 700 800 900 1000	1.00		
		12	distrugeri totale				



sau a raportului $a = c/g$ între accelerația seismică și accelerația gravitației, numit *coeficient de seismicitate*.

Față de seismicitatea locală, seismicitatea de calcul pentru un baraj (sau construcție hidrotehnică în general) se determină în funcție de clasa construcției. Normativul sovietic [15], care se aplică și în România, indică aceste valori conform tabelului 2-12.

TABELUL 2-12

seismicitatea locală / clasa construcției	6	7	8	9
I	7	8	9	—
II—III	6	7	8	9
IV	6	7	7	8

În majoritatea țărilor constructoare de baraje, pentru calcul, coeficientul de seismicitate se adoptă $a = 0{,}10$. Valori mai ridicate se folosesc în zone cu puternică activitate seismică.

Solicitările produse de cutremur în corpul unui baraj au un caracter dinamic. Totuși se utilizează încă frecvent metode de calcul în care efectul cutremurului se consideră static, datorită simplității și rezultatelor uneori acoperitoare. Barajul se consideră legat rigid de fundație, iar cutremurul produce în corpul lui forțe de inerție de sens contrar sensului accelerației seismice. Deoarece mișcările seismice nu au o direcție precisă, se admite direcția cea mai defavorabilă pentru structură: la barajele masive (de greutate) — de-a lungul văii, la barajele mai zvelte (arcuite, cu contraforți) — perpendicular pe vale sau direcții oarecare. Mai aproape de realitate este ipoteza cînd se consideră simultan acțiunea cutremurului pe două sau chiar trei direcții.

Forța datorită inerției masei proprii rezultă făcînd produsul dintre masa barajului și accelerația cutremurului:

$$C_a = \frac{G}{g} c = aG. \tag{29}$$

Forța C_a se aplică în centrul de greutate al profilului solicitat și poate fi dirijată orizontal sau vertical, funcție de direcția accelerației (fig. 2-70).

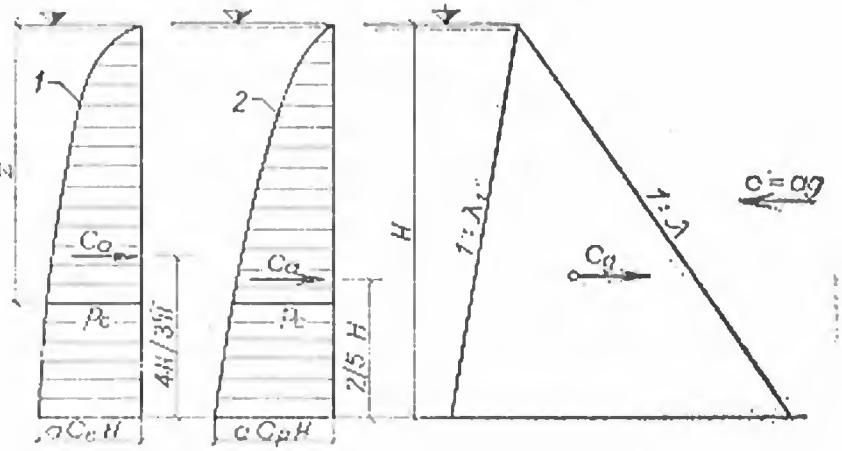


Fig. 2-70. Suprapresiunea apei la cutremur:
1 — repartiție eliptică; *2* — repartiție parabolică.

Pentru a lua în considerație unele efecte care influențează răspunsul dinamic al structurii (natura terenului de fundație, rigiditatea structurii) și care în metoda statică nu sînt prinse, formulei (29) i se aduc corecții. Astfel, în unele recomandări [16] expresia forței de inerție a masei proprii mai este afectată de un coeficient α care depinde de natura terenului de fundație:

$$C_g = \alpha\, aG. \tag{30}$$

Coeficientul α are valori cuprinse între 0,5, pentru terenuri tari, sănătoase și 2, pentru terenuri necoezive, slabe. Pentru barajele zvelte și chiar pentru cele masive dar înalte, se majorează uneori forța astfel calculată cu 30 ... 50%.

Presiunea suplimentară datorită inerției masei de apă variază cu adîncimea z sub nivelul apei. După cercetările lui *Westergaard*, ale căror rezultate sînt aplicate cel mai frecvent, legea de variație este parabolică sau eliptică (v. fig. 2-70). În cele două ipoteze presiunile sînt:

— pentru repartiție parabolică:

$$p_a = aC_p\sqrt{Hz}; \tag{31}$$

$$C_a = \frac{2}{3}\, aC_p H^2; \tag{32}$$

$$C_p = \frac{817}{\sqrt{1 - \frac{7{,}75}{10^6}\left(\frac{H}{T}\right)^2}} \quad [\mathrm{kg/m^3}]; \tag{33}$$

— pentru repartiție eliptică:

$$p_a = aC_e\sqrt{z(2H - z)}; \tag{34}$$

$$C_a = \frac{\pi}{4}\, aC_e H^2; \tag{35}$$

$$C_e = \frac{654}{\sqrt{1 - \frac{7{,}75}{10^6}\left(\frac{H}{T}\right)^2}} \quad [\mathrm{kg/m^3}]. \tag{36}$$

În formulele (31)—(36) s-au utilizat notațiile:

C_a — presiunea suplimentară totală;

C_p și C_e — coeficienți care au dimensiunile unei greutăți specifice;

H — înălțimea barajului, în m;

T — perioada vibrațiilor seismice, în s.

Pentru barajele de înălțime medie se poate lua suficient de exact $C_p = 0{,}830$, respectiv $C_e = 0{,}660$.

Dacă paramentul asupra căruia se exercită presiunea este înclinat față de verticală, presiunea normală pe acesta va fi mai mică decît în cazul paramentului vertical. Valoarea ei se evaluează după formula:

$$p_e = KaC_p\sqrt{Hz}, \tag{37}$$

în care K este un coeficient de reducere ale cărui valori sînt indicate în diagrama din figura 2-71.

În S.U.A., normativele de proiectare [6] recomandă evaluarea presiunii suplimentare a apei după formula lui *Zangar*:

— la baza barajului:

$$p_c = C_b a\,\gamma H, \tag{38}$$

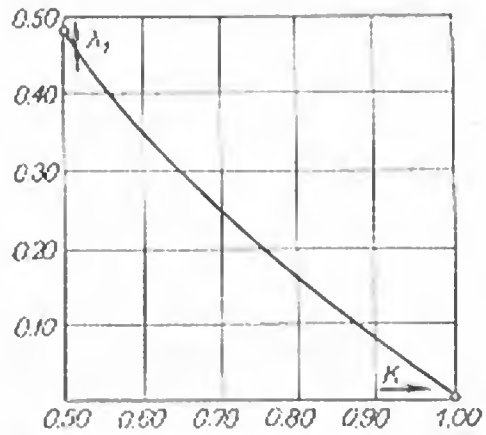


Fig. 2-71. Variația coeficientului de reducere K cu înclinarea paramentului amonte λ_1.

unde C_b este un coeficient adimensional, care ține seama de distribuția și mărimea presiunilor; mărimea coeficientului C_b, în funcție de înclinarea paramentului, este dată în figura 2-72;

— la cote superioare fundației, la adîncimea z sub planul de apă, coeficientul C_b se determină cu expresia:

$$C_b = \frac{1}{2}C_m\left[\frac{z}{H}\left(2-\frac{z}{H}\right)+\sqrt{\frac{z}{H}\left(2-\frac{z}{H}\right)}\right] \tag{39}$$

unde C_m este valoarea maximă a lui C, rezultată din diagramă pentru panta dată a paramentului.

Presiunea suplimentară totală are valoarea:

$$C_a = 0{,}726\,p_c H, \tag{40}$$

și se aplică la 0,243 H de baza profilului.

Forțele de inerție stabilite mai sus ar putea deveni de cîteva ori mai mari dacă perioada oscilațiilor barajului ar fi egală cu aceea a cutremurului (fenomenul de rezonanță). La perioadele curente ale oscilațiilor seismice ($T = 1$ s) și pentru lungimi obișnuite ale lacului de acumulare ($L \geq 1$ km), înălțimea barajului la care ar putea să apară fenomene de rezonanță este mai mare de 300 m. În cazurile curente nu se face verificarea perioadei proprii de oscilație a barajului.

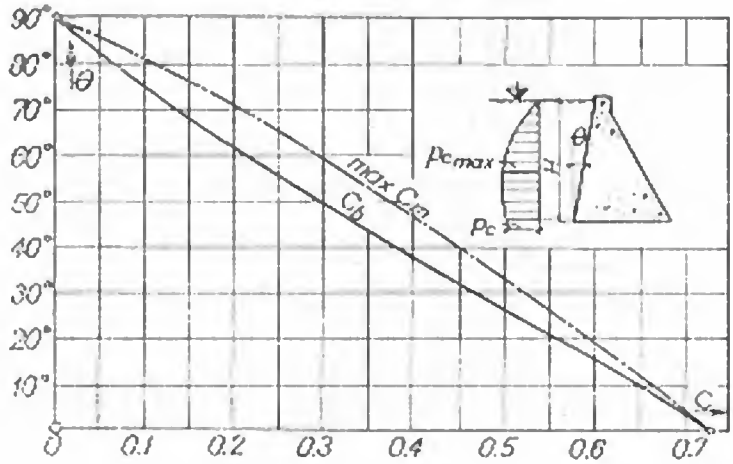


Fig. 2-72. Variația coeficientului de presiune cu înclinarea paramentului amonte.

48. Forțe provenite din variațiile de temperatură

Variațiile de temperatură lunare ale mediului exterior se propagă pe adîncimi de ordinul a 5 ... 6 m într-un masiv de beton, iar cele zilnice pe adîncimi de 20 ... 30 cm. Față de dimensiunile unui baraj de greutate, aceste cifre sînt destul de reduse pentru a putea să modifice temperatura interioară în mod uniform. Chiar dacă acest fenomen ar avea posibilitatea să se producă, rosturile de dilatație ar înlesni libera deformație a ploturilor, fără ca acestea să ajungă în stare de efort. În realitate, fenomenul este mai complicat și nedeterminat din punct de vedere static. Se admite că betoanele de parament sînt mai mult solicitate de variațiile de temperatură și de aceea se prevăd dozaje mai ridicate. Pentru această solicitare nu se fac calcule speciale.

§ 10. CALCULUL EFORTURILOR. CONLUCRAREA CU TERENUL DE FUNDAȚIE

49. Metoda elementară

Întrucît corpul unui baraj de greutate este împărțit prin rosturile transversale în ploturi independente, starea de efort poate fi considerată plană. Pentru determinarea eforturilor este suficient a se lua în considerare o fîșie cu lățimea de 1 m după axul longitudinal al barajului.

Se consideră profilul triunghiular din figura 2-73, solicitat de greutatea proprie, presiunea apei și subpresiuni. Într-o secțiune orizontală, situată la adîncimea z sub planul de apă, eforturile normale verticale la cele două extremități se calculează prin formula cunoscută a compresiunii excentrice:

$$\sigma_{av}^{am} = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}. \tag{41}$$

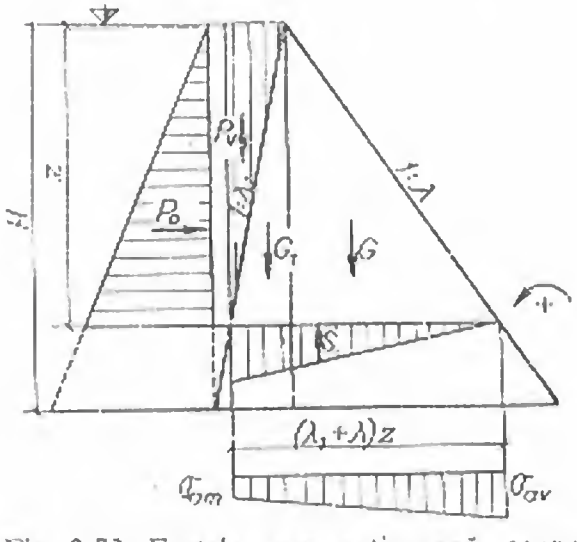


Fig. 2-73. Forțele care acționează asupra unui profil triunghiular.

Cu notațiile din figură, forțele care acționează și brațele lor de pîrghie față de centrul secțiunii sînt:

— greutatea proprie:

$G = \frac{1}{2}\gamma_b \lambda z^2$ cu brațul de pîrghie $(\lambda - 3\lambda_1)\frac{z}{6}$;

$G_1 = \frac{1}{2}\gamma_b \lambda_1 z^2$ cu brațul de pîrghie $(3\lambda - \lambda_1)\frac{z}{6}$;

— presiunea orizontală a apei:

$P_0 = \frac{1}{2}\gamma z^2$ cu braţul de pîrghie $\frac{z}{3}$;

— presiunea verticală a apei:

$P_v = \frac{1}{2}\gamma\lambda_1 z^2$ cu braţul de pîrghie $(\lambda_1 + 3\lambda)\frac{z}{6}$;

— subpresiunea:

$S = \frac{1}{2}m\gamma(\lambda_1 + \lambda)z^2$ cu braţul de pîrghie $(\lambda_1 + \lambda)\frac{z}{6}$.

Suma forţelor verticale este:

$$\Sigma V = G + G_1 + P_v - S = \frac{1}{2}[\gamma_b'(\lambda_1 + \lambda) + \gamma\lambda_1]z^2,$$

în care s-a notat $\gamma_b - m\gamma = \gamma_b'$.

Ţinînd seama de expresia forţelor şi a braţelor de pîrghie, momentul forţelor faţă de centrul secţiunii este:

$$M = \frac{1}{12}[\gamma_b(\lambda^2 - \lambda_1^2) + \gamma\lambda_1(\lambda_1 + 3\lambda) - m\gamma(\lambda_1 + \lambda)^2 - 2\gamma]z^3.$$

Eforturile normale verticale sînt date de relaţia (41) care ia forma:

$$\sigma_{ac}^{am} = \frac{\Sigma V}{(\lambda_1 + \lambda)z} \pm \frac{\Sigma M}{\frac{1}{6}(\lambda_1 + \lambda)^2 z^2},$$

sau, înlocuind pe ΣV şi ΣM:

$$\sigma_{ac}^{am} = \frac{1}{2(\lambda_1 + \lambda)^2}\{\gamma_b'(\lambda_1 + \lambda)^2 - \lambda_1\gamma(\lambda_1 + \lambda) \pm$$
$$\pm [\gamma_b(\lambda^2 - \lambda_1^2) + \gamma\lambda_1(\lambda_1 + 3\lambda) - m\gamma(\lambda_1 + \lambda)^2 - 2\gamma]\}z. \tag{42}$$

Pentru ipoteza lacului gol eforturile se obţin considerînd $\gamma = 0$:

$$\sigma_{am} = \frac{\lambda}{\lambda_1 + \lambda}\gamma_b z; \qquad \sigma_{ac} = \frac{\lambda_1}{\lambda_1 + \lambda}\gamma_b z. \tag{43}$$

Se constată că:

— în cele două ipoteze eforturile sînt proporţionale cu cota z sub planul de apă;

— eforturile verticale maxime acţionează la picioarele barajului, unde $z = H$.

Dacă profilul barajului are paramentul amonte vertical ($\lambda_1 = 0$), eforturile iau expresiile:

— la lac plin:

$$\sigma_{am} = \left(\gamma_b' - \frac{\gamma}{\lambda^2}\right) z; \qquad \sigma_{av} = \frac{\gamma}{\lambda^2} z, \tag{44}$$

— la lac gol:

$$\sigma_{am} = \gamma_b z; \qquad \sigma_{av} = 0. \tag{45}$$

Eforturile normale orizontale și cele tangențiale care acționează de-a lungul paramentelor pot fi determinate funcție de cele verticale calculate.

În cazul unui profil diferit de cel triunghiular, sau în alte ipoteze de încărcare, calculele urmează aceeași cale [5], [16].

50. Calculul eforturilor prin metoda elasticității

Prin metoda elementară, cunoscută și sub denumirea de *regula trapezului* (după aspectul repartiției eforturilor verticale), se pot determina numai eforturile care acționează de-a lungul paramentelor. Un calcul mai complet, prin care se obține o imagine a mărimii și repartiției eforturilor în tot corpul barajului, se bazează pe integrarea ecuațiilor de echilibru din elasticitate.

Analizînd un profil cu paramentul amonte înclinat (fig. 2-74) se constată că:

— în lungul paramentului amonte presiunea hidrostatică variază proporțional cu distanța de la vîrful O; eforturile normale pe parament, egale și de sens contrar cu presiunea, vor fi și ele proporționale cu distanța pînă la vîrf;

— în lungul paramentului aval, eforturile normale pe parament sînt nule; acesta constituie un caz particular de proporționalitate a eforturilor cu distanța la vîrful O;

— greutatea masivului situat deasupra unei secțiuni orizontale prin baraj variază cu pătratul lui z, iar mărimea secțiunii cu z; rezultă că și eforturile create de greutatea proprie variază proporțional cu distanța la vîrful O.

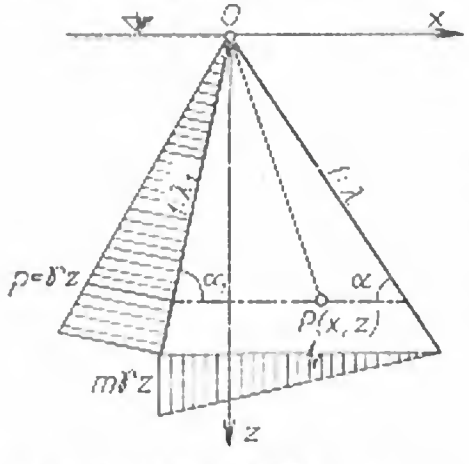


Fig. 2-74. Schema de calcul a unui baraj cu profil triunghiular.

Se constată că atît presiunile exterioare cît și eforturile din corpul barajului sînt funcții liniare de distanța la vîrf, respectiv de coordonatele curente. Dacă se notează cu σ_x și σ_z eforturile normale orizontale și verticale și cu τ eforturile tangențiale, ele se pot exprima sub forma:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= a_1 x + b_1 z; \\ \sigma_z &= a_2 x + b_2 z; \\ \tau &= a_3 x + b_3 z. \end{aligned} \tag{46}$$

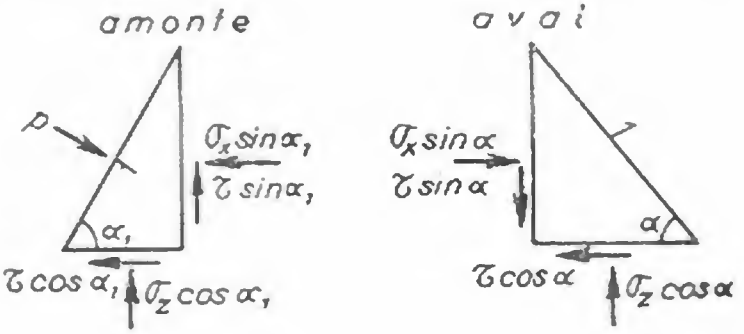


Fig. 2-75. Condiții de margine.

Pentru determinarea celor șase necunoscute a_1, b_1, a_2, b_2, a_3, b_3, se utilizează:

— ecuațiile de echilibru din elasticitate (compresiunile luate cu semnul plus):

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = m_x;$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = m_z; \tag{47}$$

— condițiile de margine la paramente (fig. 2-75):

amonte

(orizontal) $p \sin \alpha_1 = \sigma_x \sin \alpha_1 + \tau \cos \alpha_1$

$$\sigma_x = p - \tau \lambda_1; \tag{48}$$

(vertical) $p \cos \alpha_1 = \tau \sin \alpha_1 + \sigma_z \cos \alpha_1$

$$\tau = (p - \sigma_z)\lambda_1; \tag{49}$$

aval

(orizontal) $\sigma_x \sin \alpha - \tau \cos \alpha = 0$

$$\sigma_x = \lambda \tau; \tag{50}$$

(vertical) $\tau \sin \alpha - \sigma_z \cos \alpha = 0$

$$\tau = \lambda \sigma_z. \tag{51}$$

Dacă în ecuațiile (47) forțele masice specifice se înlocuiesc cu $m_x = 0$ și $m_z = \gamma_b$, iar derivatele, ținînd seama de relațiile (46), se obțin:

$$a_3 = \gamma_b - b_2 \quad \text{și} \quad b_3 = -a_1.$$

Înlocuind și condițiile de margine (48), (49), (50) și (51) în relațiile (46) se obține un sistem de ecuații liniare cu șase necunoscute. Rezolvînd sistemul rezultă:

$$
\begin{aligned}
a_1 &= \frac{\gamma_0\lambda\lambda_1(\lambda-\lambda_1)}{(\lambda+\lambda_1)^2} - \frac{\gamma\lambda\lambda_1(2-\lambda\lambda_1+\lambda^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3} + \frac{m\gamma\lambda_1^2}{\lambda+\lambda_1}\\
b_1 &= -\frac{2\gamma_0\lambda^2\lambda_1^2}{(\lambda+\lambda_1)^3} + \frac{\gamma\lambda^2(\lambda+3\lambda_1-2\lambda\lambda_1^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3} - \frac{m\gamma\lambda\lambda_1^2}{\lambda+\lambda_1}\\
a_2 &= \frac{\gamma_0(\lambda_1-\lambda)}{(\lambda+\lambda_1)^2} + \frac{\gamma(2-3\lambda\lambda_1-\lambda_1^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3} + \frac{m\gamma}{\lambda+\lambda_1}\\
b_2 &= \frac{\gamma_0(\lambda^2+\lambda_1^2)}{(\lambda+\lambda_1)^2} - \frac{\gamma(\lambda-\lambda_1-2\lambda^2\lambda_1)}{(\lambda+\lambda_1)^3} - \frac{m\gamma\lambda}{\lambda+\lambda_1}\\
a_3 &= \frac{2\gamma_0\lambda\lambda_1}{(\lambda+\lambda_1)^2} + \frac{\gamma(\lambda-\lambda_1-2\lambda^2\lambda_1)}{(\lambda+\lambda_1)^3} - \frac{m\gamma\lambda_1}{\lambda+\lambda_1}\\
b_3 &= \frac{\gamma_0\lambda\lambda_1(\lambda_1-\lambda)}{(\lambda+\lambda_1)^2} + \frac{\gamma\lambda\lambda_1(2-\lambda\lambda_1+\lambda^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3} + \frac{m\gamma\lambda\lambda_1}{\lambda+\lambda_1}.
\end{aligned}
\tag{52}
$$

Ultimul termen din expresiile coeficienților a_i, b_i reprezintă aportul subpresiunii [17]. Se menționează că eforturile din subpresiune s-au calculat prin metoda elementară, deoarece subpresiunea nefiind o forță masică, nu s-a introdus în ecuațiile de echilibru ale elasticității plane.

Coeficienții obținuți se pot particulariza pentru cazul lacului gol, considerînd $\gamma = 0$, sau pentru un baraj cu paramentul amonte vertical, în care caz $\lambda_1 = 0$.

Comparînd eforturile de la paramente deduse prin teoria elasticității cu cele obținute prin metoda elementară, se constată că acestea sînt identice.

51. Eforturi produse de cutremur

După cum s-a arătat mai înainte, în calculele cu caracter static acțiunea complexă a undelor seismice se reduce la efectul unei accelerații ($c = ag$) pe direcția de acțiune a cutremurului. Forțele suplimentare care solicită barajul se datoresc inerției masei de apă reținute și inerției masei proprii.

Pentru calculul eforturilor *R. Prișcu* consideră cazul unui baraj de greutate cu paramentul amonte vertical [18] (fig. 2-76). Pentru suprapresiunea seismică se acceptă repartiția parabolică, introdusă de *Westergaard*. Valoarea suprapresiunii la cota z este: $p = aC_p H^{1/2}(H-z)^{1/2}$, unde C_p este dat de relația (33). Notînd $K_p = aC_p H^{1/2}$ și tratînd problema în coordonate polare (fig. 2-76), suprapresiunea la distanța r sub coronament este:

$$p = K_p r^{1/2}. \tag{53}$$

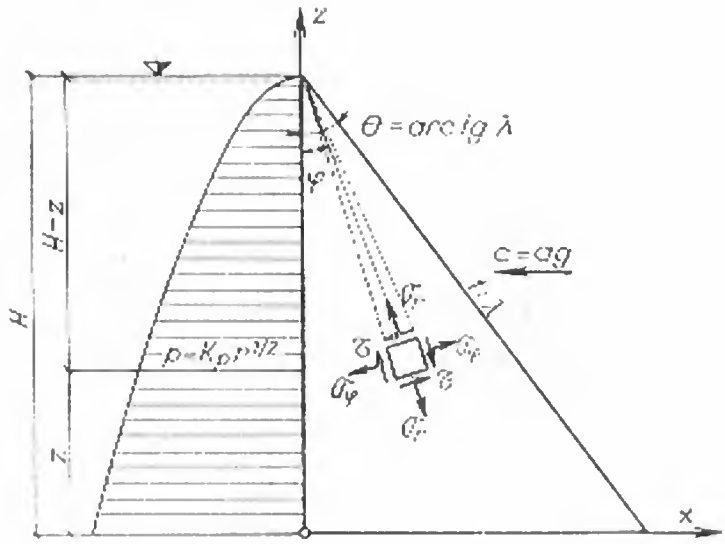


Fig. 2-76. Schemă de calcul a eforturilor din inerţia masei de apă.

Eforturile radiale (σ_r), cele normale pe acestea (σ_φ) şi cele tangenţiale (τ) se pot deduce din funcţia de efort (F) care satisface condiţia de compatibilitate:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2}{\partial\varphi^2}\right)\left(\frac{\partial^2 F}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial F}{\partial r}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 F}{\partial\varphi^2}\right)=0. \tag{54}$$

Din soluţia generală a ecuaţiei (54) se alege o funcţie care să corespundă condiţiilor problemei:

$$F = r^{n+2}[A_n\cos(n+2)\varphi + B_n\sin(n+2)\varphi + C_n\cos n\varphi + D_n\sin n\varphi]. \tag{55}$$

Condiţiile marginale, puse la cele două paramente, conduc la:

$$\varphi = 0 \qquad \sigma_\varphi = -K_p r^{1/2}, \quad \tau = 0 \tag{56}$$

$$\varphi = \theta \qquad \sigma_\varphi = 0, \quad \tau = 0 \tag{57}$$

Expresiile eforturilor derivate din funcţia de efort (55), în care constantele s-au determinat pe baza condiţiilor la limită sînt:

$$\sigma_\varphi = -K_p r^{1/2}\left[A_1'\left(\cos\frac{5}{2}\varphi-\cos\frac{1}{2}\varphi\right)-B_1'\left(\sin\frac{5}{2}\varphi-5\sin\frac{1}{2}\varphi\right)+\cos\frac{1}{2}\varphi\right] \tag{58}$$

$$\sigma_r = K_p r^{1/2}\left[A_1'\left(\cos\frac{5}{2}\varphi+\frac{3}{5}\cos\frac{1}{2}\varphi\right)-B_1'\left(\sin\frac{5}{2}\varphi+3\sin\frac{1}{2}\varphi\right)-\frac{3}{5}\cos\frac{1}{2}\varphi\right] \tag{59}$$

$$\tau = -K_p r^{1/2}\left[A_1'\left(\sin\frac{5}{2}\varphi-\frac{1}{5}\sin\frac{1}{2}\varphi\right)+B_1'\left(\cos\frac{5}{2}\varphi-\cos\frac{1}{2}\varphi\right)+\frac{1}{5}\sin\frac{1}{2}\varphi\right]. \tag{60}$$

Valorile A_1' şi B_1' sînt funcţie de $\theta = \operatorname{arc\,tg}\lambda$ şi au fost calculate pentru valorile mai frecvente ale lui λ [18].

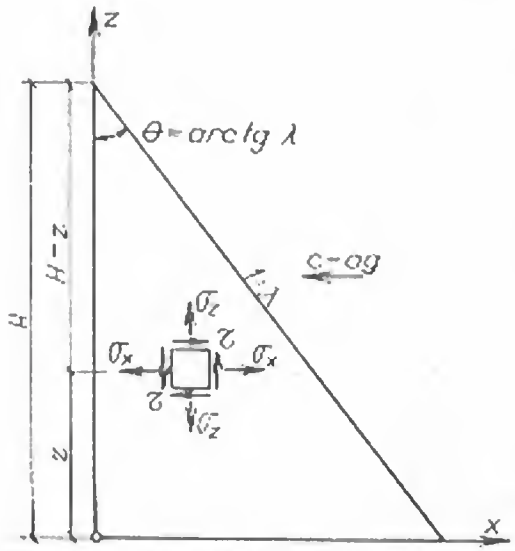


Fig. 2-77. Schemă de calcul a eforturilor din inerția masei proprii.

Cu ajutorul formulelor (58) — (60), particularizate pentru paramentele amonte ($\varphi = 0$) și aval ($\varphi = 0$), s-au calculat eforturile în trei baraje, cu înălțimile de 50, 100 și 150 m, solicitate de un cutremur cu $a = c_i g = 0{,}10$. S-au calculat apoi eforturile prin metoda elementară, considerînd suprasarcina cu repartiție parabolică. Din analiza cifrelor a rezultat că:

— de-a lungul paramentului amonte eforturile $\sigma_{,,}$ calculate prin elasticitate, au valori mai mari decît cele calculate prin metoda elementară; de-a lungul paramentului aval situația este inversă;

— eforturile calculate prin elasticitate, în ipoteza unei repartiții eliptice a suprasarcinii, sînt foarte apropiate de cele determinate cu relațiile (58)—(60).

Efectul inerției masei proprii în același caz al barajului cu parament amonte vertical s-a studiat admițînd sistemul de axe cartezian (fig. 2—77) [18]. Considerînd accelerația seismică orizontală, forțele masice specifice sînt $m_z = a\gamma_b$ și $m_x = 0$. Ecuațiile de bază capătă forma:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = -a\gamma_b \tag{61}$$

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}(\sigma_x + \sigma_z) + \frac{\partial^2}{\partial z^2}(\sigma_x + \sigma_z) = 0.$$

Rezultă din sistemul (61) că eforturile vor fi funcții liniare de coordonate:

$$\sigma_x = a_1 x + b_1(H - z)$$

$$\sigma_z = a_2 x + b_2(H - z) \tag{62}$$

$$\tau = a_3 x + b_3(H - z).$$

Punînd condițiile de margine cunoscute:

$$\begin{aligned} &\text{pentru } x = 0 && \sigma_x = 0 && \text{și} && \tau = 0; \\ &\text{pentru } x = -\lambda(H - z) && \sigma_x = -\lambda\tau && \text{și} && \tau = -\lambda\sigma_x. \end{aligned} \tag{63}$$

și ținînd seama de relațiile (61) și (62), rezultă expresiile eforturilor:

$$\sigma_x = -\alpha\gamma_b x$$

$$\sigma_z = \frac{\alpha\gamma_b}{\lambda}\left(H - z - \frac{2x}{\lambda}\right) \tag{64}$$

$$\tau = \frac{\alpha\gamma_b}{\lambda} x.$$

După cum se vede, repartiția eforturilor este în acest caz liniară. Cazul accelerației seismice verticale se tratează în mod identic, modificînd corespunzător forțele masice specifice.

52. Influența deformației terenului de fundație asupra eforturilor

În calculele precedente, referitoare la eforturile care acționează în corpul barajelor de greutate, s-a considerat că profilele respective au o adîncime nedefinită, sau că terenul de fundație este omogen, are aceleași proprietăți elastice cu betonul din baraj, și nu are nici o influență asupra stării de efort din baraj. În realitate, în suprafața de fundație se întîlnesc două medii cu proprietăți elastice diferite — betonul și roca — fapt care aduce modificări, uneori importante, în distribuția și mărimea eforturilor.

Măsurători efectuate pe modele structurale și asupra unor baraje existente, au arătat că distribuția eforturilor verticale nu este liniară [12]. În figura 2-78 se prezintă rezultatele măsurătorilor de eforturi obținute pe modelul de aluminiu

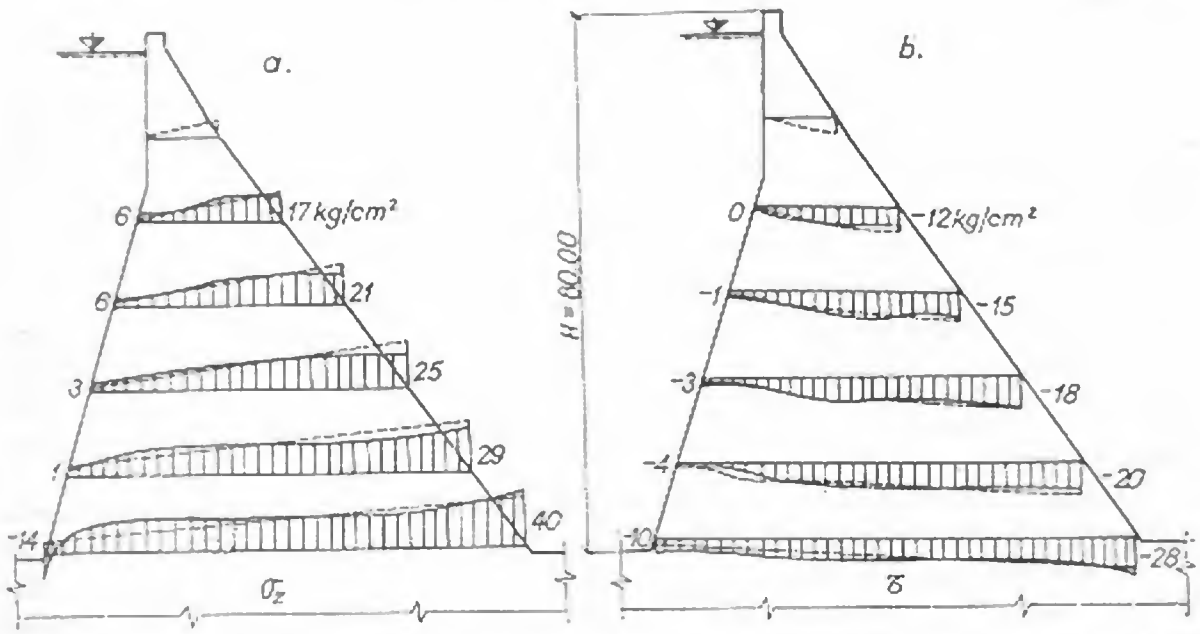


Fig. 2-78. Eforturi măsurate pe model (linie plină) comparativ cu cele determinate prin calcul (linie punctată):

a — normale verticale; *b* — tangențiale.

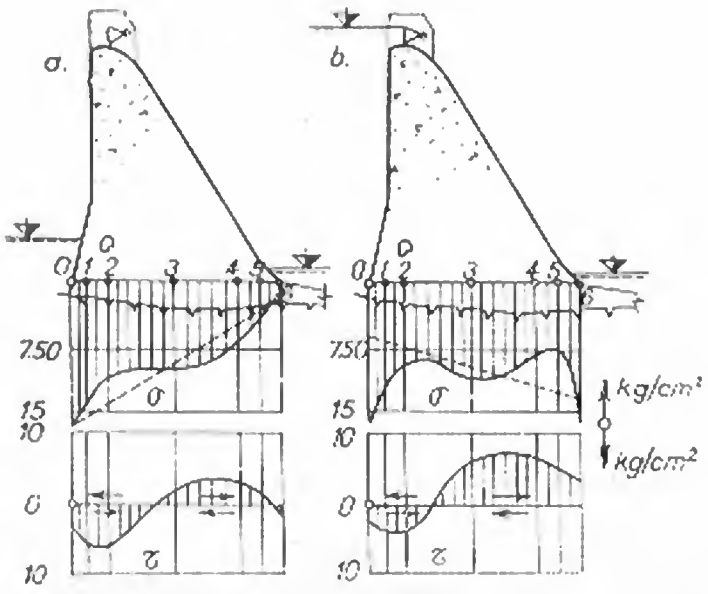


Fig. 2-79. Eforturi măsurate în fundația barajului Hiwassee:
a — la lac gol; *b* — la lac plin.

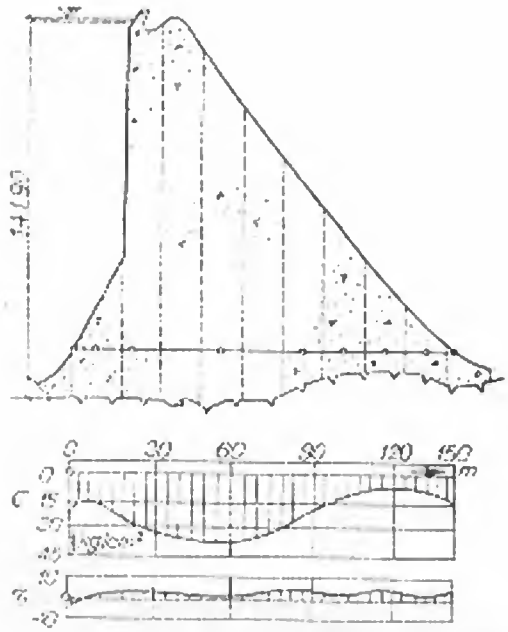


Fig. 2-80. Eforturi măsurate la lac plin în fundația barajului Shasta.

al unui baraj înalt, comparativ cu eforturile calculate prin metoda elementară. Distribuția măsurată diferă mult de cea teoretică, evidențiindu-se tensiuni la fața amonte, în apropierea fundației.

Măsurătorile în natură arată abateri și mai importante de la ipoteza distribuției liniare.

Comparația dintre eforturile din fundație, calculate și măsurate pentru barajul *Hiwassee*, în cazul lacului gol și al lacului plin, este indicată în figura 2-79. Diferențe și mai importante au apărut în cazul barajului *Shasta* (fig. 2-80). Deși lacul era aproape plin, eforturile maxime s-au înregistrat aproape de centrul suprafeței de fundație. Spre aval se constată o reducere a eforturilor, evidențiind o contribuție redusă a acestei zone în preluarea sarcinii date de baraj, cu totul diferită deci de cea rezultată în cazul repartiției liniar-trapezoidale.

F. Tölke a studiat influența deformațiilor terenului asupra stării de efort din baraj în cazul barajelor cu parament amonte vertical [13]. El a plecat de la starea de deformație a barajului și a terenului de fundație — admițînd soluțiile penei și mediului elastic semiinfinit din elasticitate — și a introdus apoi o serie de forțe interne de corecție, care să restabilească continuitatea în suprafața de contact baraj-fundație.

Aspectul deformațiilor profilului triunghiular al barajului sub acțiunea sarcinilor fundamentale este prezentat în figura 2-81, *a*, pentru cazul unui baraj de 60 m înălțime, cu o înclinare a paramentului aval de $\lambda = 0{,}73$. Coronamentul capătă o deviere spre aval de 6,07 mm, paramentul amonte se deplasează orizontal cu 1,17 mm, iar secțiunea de fundație capătă o săgeată de 0,48 mm. Deformațiile terenului de fundație se produc sub acțiunea sarcinii transmise de baraj și de apa din lac, sarcină rezultată din suma diagramelor de eforturi unitare normale și tangen-

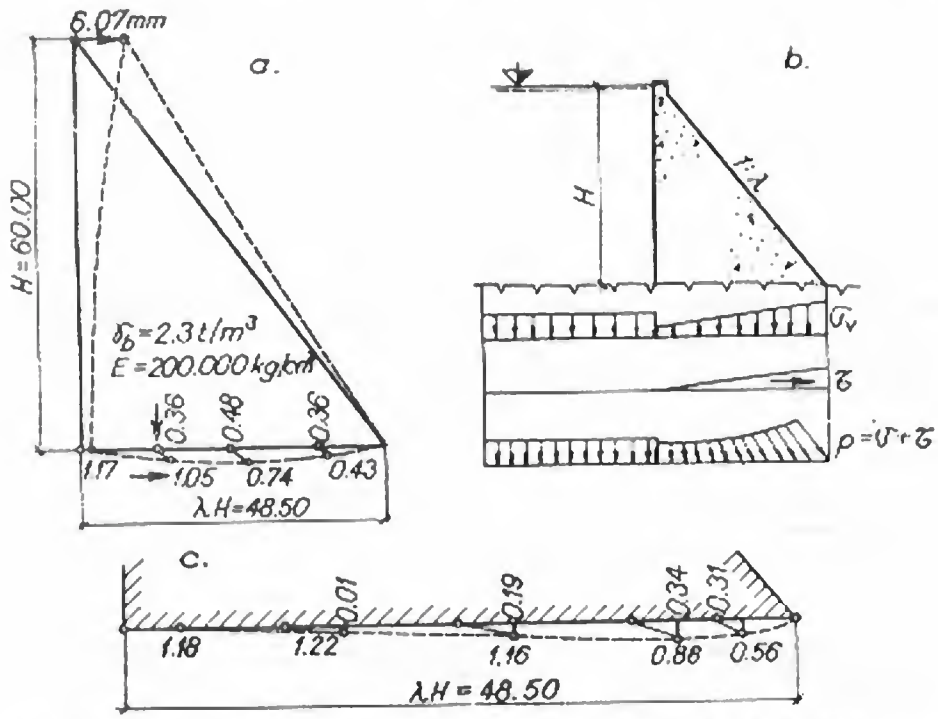


Fig. 2-81. Deformaţiile barajului şi ale terenului de fundaţie la lac plin:
a — deformata paramentelor şi tălpii de fundaţie; *b* — sarcinile transmise de lac şi baraj pe terenul de fundaţie; *c* — deformaţia fundaţiei.

ţiale (fig. 2-81, *b*). Dacă se calculează valorile deplasărilor, spre exemplu în ipoteza că modulul de elasticitate al terenului este acelaşi cu al betonului, se constată că deformaţiile terenului de fundaţie sînt mai mari decît ale barajului însuşi, apărînd comprimări puternice în sens orizontal şi săgeţi importante (fig. 2-81, *c*). Eforturile interioare suplimentare, care elimină deplasările relative, provoacă o modificare a eforturilor atît în fundaţie cît şi în zona apropiată din baraj.

Calculele numerice efectuate pentru un profil avînd $\gamma_b = 2{,}30$ t/m³, $m = 0{,}50$ şi $\lambda = 0{,}73$, au condus la rezultatele prezentate în figurile 2-82, 2-83, şi 2-84.

În ipoteza lacului gol (fig. 2-82) se constată că:

— reacţiunile terenului de fundaţie sînt orientate radial, exercitînd o acţiune de cleşte; această acţiune este cu atît mai accentuată cu cît roca este mai slabă;

— repartiţia liniară a eforturilor verticale σ_z nu se mai păstrează decît în cazul unui teren de fundaţie foarte rigid; cu cît acesta este mai slab, cu atît eforturile se concentrează la piciorul amonte; ca o compensare a descărcării regiunii din mijloc apare o concentrare mai atenuată şi la piciorul aval;

— eforturile tangenţiale τ, dirijate spre interiorul secţiunii de fundaţie, generează eforturi orizontale de compresiune σ_x, care au tendinţa să închidă fisurile provenite din contracţia betonului;

— în ansamblu, se poate trage concluzia că la lac gol deformaţia terenului de fundaţie are efecte favorabile asupra comportării unui baraj.

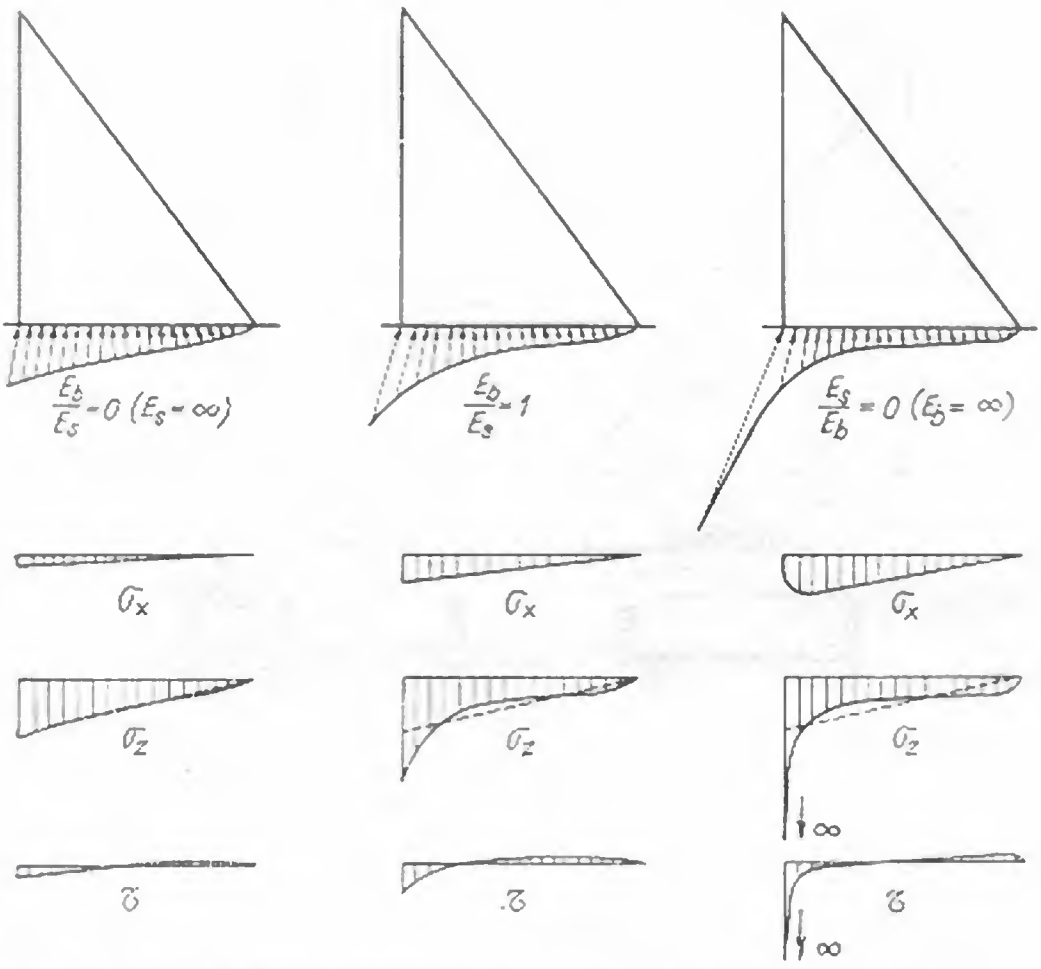


Fig. 2-82. Repartiția eforturilor în suprafața de fundație la lac gol.

În ipoteza lacului plin (fig. 2-83) se constată că:

— cu cît terenul de fundație este mai rigid, cu atît cele două picioare ale barajului sînt mai solicitate de tensiuni; cu cît terenul este mai slab, aceste eforturi se transformă în compresiuni care se concentrează la piciorul aval; valorile lor depășesc cu mult pe cele care rezultă aplicînd regula trapezului, necesitînd măsuri constructive (îngroșări și rotunjiri) pentru atenuarea lor;

— eforturile tangențiale τ se distibuie analog cu cele verticale σ_z, iar eforturile orizontale σ_x cresc foarte mult față de cele care rezultă prin metodele de calcul obișnuite;

— în ansamblu, se poate trage concluzia că la lac plin deformația terenului de fundație provoacă o distribuție defavorabilă a eforturilor; la piciorul amonte apare pericolul fisurării, la mijlocul secțiunii se înlesnește acest fenomen, iar la piciorul aval se produc concentrări mari de eforturi de compresiune.

Deformația terenului de fundație influențează distribuția eforturilor nu numai în secțiunea de fundație, ci și în corpul barajului. În figura 2-84 sînt reprezentate eforturile verticale σ_z în cinci secțiuni caracteristice, în ipotezele lacului gol și plin. Se constată că zona de influență se extinde aproximativ în treimea inferioară a barajului.

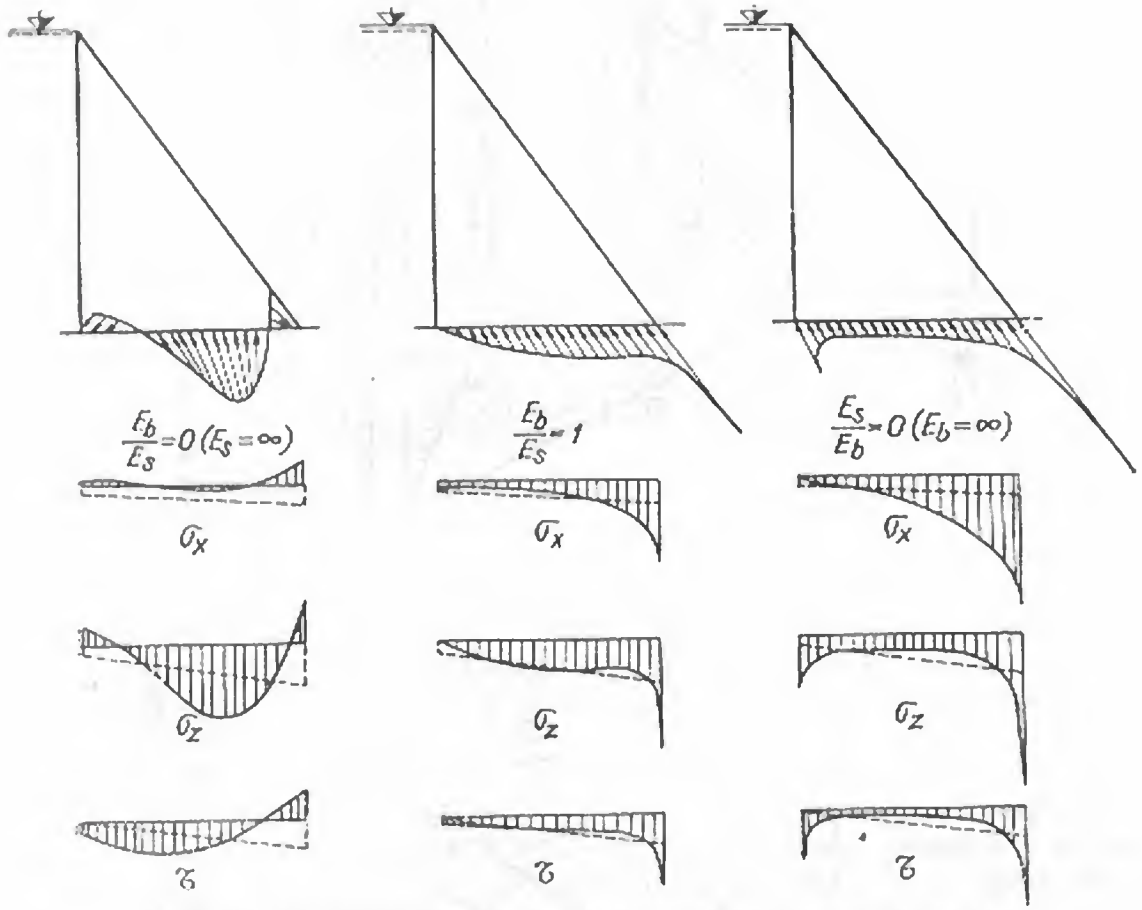


Fig. 2-83. Repartiția eforturilor în suprafața de fundație la lac plin.

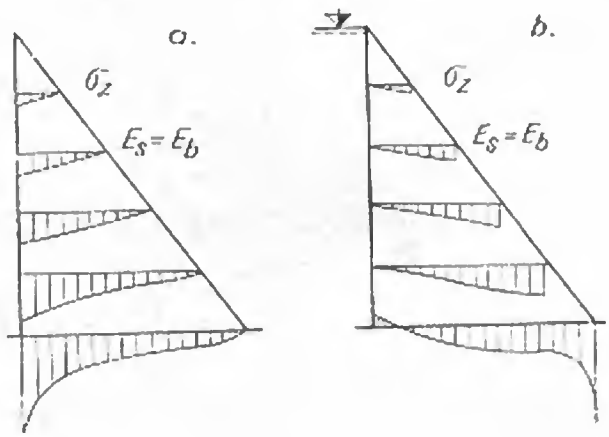


Fig. 2-84. Repartiția eforturilor verticale în corpul barajului:
a — la lac gol; *b* — la lac plin.

Efectul elasticității fundației este analizat și de *Zienkiewicz și Gerstner* tot pentru baraje cu profil triunghiular și parament amonte vertical [19]. Starea de efort din ansamblul baraj — fundație se consideră determinată prin două funcții de efort Airy — φ pentru baraj și ψ pentru fundație — care satisfac condițiile:

$$\nabla^4\varphi = 0; \qquad \nabla^4\psi = 0. \tag{65}$$

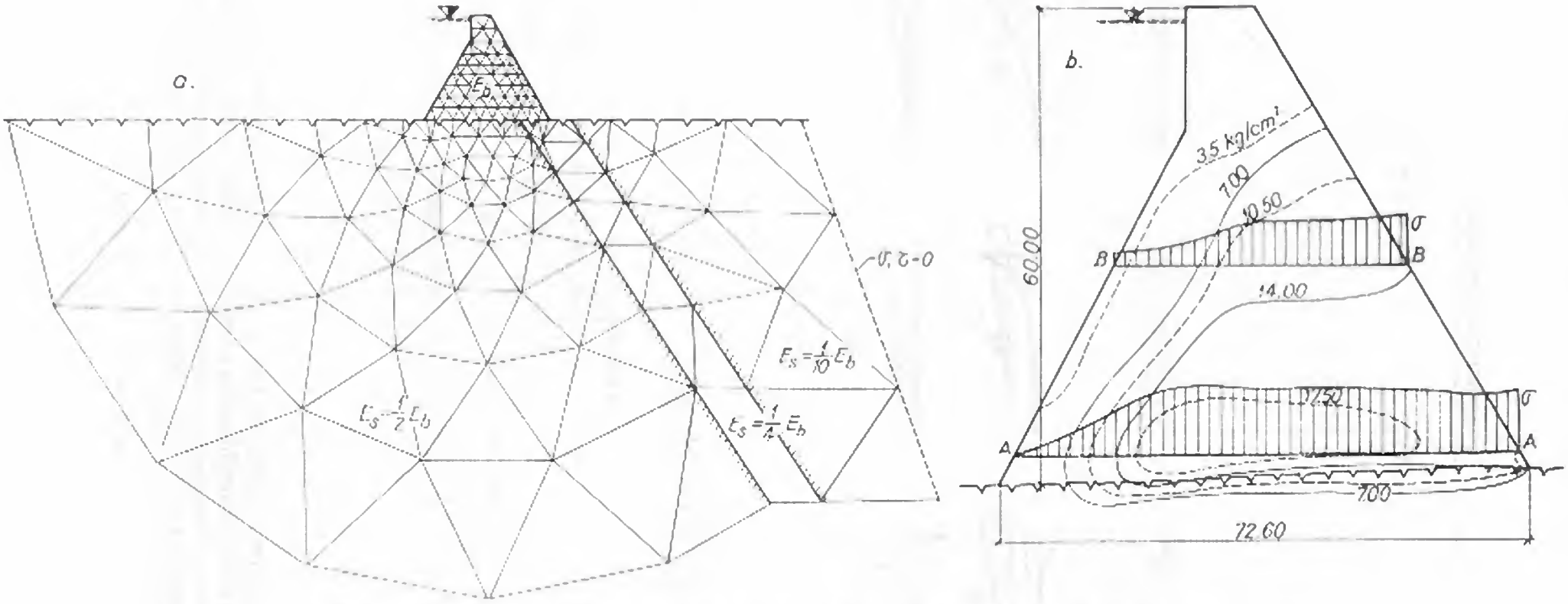


Fig. 2-85. Determinarea stării de efort în corpul barajului prin metoda elementului finit:
a — modul de discretizare; *b* — eforturi verticale.

Integrarea ecuațiilor (65) se face prin diferențe finite, condițiile de margine de-a lungul paramentelor și suprafeței terenului fiind cele cunoscute. În suprafața de fundație, deoarece eforturile normale și tangențiale date de cele două funcții trebuie să fie egale, condițiile sînt:

$$\varphi = \psi \quad \text{și} \quad \frac{\partial \varphi}{\partial z} = \frac{\partial \psi}{\partial z},$$

în care z este direcția verticală. Compatibilitatea deplasărilor în cele două medii, baraj (*1*) și teren (*2*), este dată de:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_1 = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_2 \quad \text{și} \quad \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}\right)_1 = \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}\right)_2$$

unde (u) și (v) sînt deplasările pe direcțiile x și respectiv z. Prin transformarea relațiilor din deplasări în eforturi se pot găsi soluțiile ecuațiilor în diferențe finite. Acestea sînt direct dependente de discontinuitățile proprietăților elastice din suprafața de contact. Concluziile aplicațiilor numerice sînt calitativ aceleași cu cele obținute de Tölke, mai puțin în situația terenurilor foarte slabe la care, după Zienkiewicz, la amonte apar tensiuni și nu compresiuni. Se arată că o fundație rigidă provoacă creșterea compresiunilor în aval și a tensiunilor la piciorul amonte, în timp ce o fundație slabă are efecte contrare.

Metoda elementului finit permite un progres însemnat în evaluarea influenței proprietăților elastice ale fundației asupra stării de efort din baraj. După cum se cunoaște, structura și fundația ei este discretizată în triunghiuri elementare, cu proprietăți elastice corespunzătoare situației din natură. Spre exemplu, în figura 2-85, *a* se prezintă profilul unui baraj cu o fundație neomogenă și modul de discretizare propus. În jurul perimetrului fundației deplasările sînt considerate nule. În figura 2-85, *b* se prezintă eforturile verticale provocate de sarcina hidrostatică și de greutatea proprie în cazul studiat. Se remarcă cît de diferită este legea de distribuție obținută față de cea calculată prin metoda elementară.

§ 11. EFORTURI PRINCIPALE. LINII CARACTERISTICE

53. Eforturi principale în corpul barajului

Eforturile calculate σ_x, σ_z și τ, orientate după direcțiile axelor de coordonate, nu reprezintă valorile extreme care acționează într-un punct din corpul barajului. Eforturile maxime sau minime, denumite eforturi principale, acționează după direcții în general diferite de cele ale axelor, numite *direcții principale*. Direcțiile principale ale eforturilor normale sînt ortogonale între ele, iar de-a lungul lor eforturile de alunecare sînt nule. Eforturile maxime de alunecare sînt orientate cu un decalaj de 45° față de direcțiile principale. Pentru a avea deci o imagine a modului în care este solicitat corpul unui baraj de greutate se calculează în orice punct $P(x, z)$ pe

lîngă eforturile σ_x, σ_z și τ, și eforturile principale σ_1, σ_2 și τ_m. Acestea din urmă sînt date de relațiile cunoscute:

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau^2}; \tag{66}$$

$$\tau_m = \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau^2}. \tag{67}$$

Formula dată mai sus pentru τ_m se referă la efortul de alunecare teoretic. Deoarece orice fațetă din corpul unui baraj de greutate este comprimată (fig. 2-86,*a*), la alunecarea unui element se opune frecarea σ tg φ (tg φ fiind coeficientul de frecare statică al materialului cu el însuși). Efortul efectiv de alunecare este deci:

$$\tau_{ef} = \tau - \sigma \operatorname{tg} \varphi. \tag{68}$$

În relația (68) se înlocuiesc σ și τ în funcție de eforturile principale σ_1 și σ_2 și se analizează situația unor suprafețe arbitrar orientate, prin anularea derivatei lui τ_{ef} în raport cu unghiul dintre normala la suprafață și direcția efortului principal. Se găsește că, într-un punct oarecare din corpul barajului, direcțiile principale ale eforturilor efective de alunecare fac unghiurile $\pm(\pi/4 - \varphi/2)$ cu direcția efortului principal de compresiune σ_1 (fig. 2-86, *b*). Valoarea maximă a efortului τ_{ef} devine în acest caz:

$$\tau_{ef\,m} = \frac{1}{2\cos\varphi}\left[\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau^2} - (\sigma_x + \sigma_z)\sin\varphi\right]. \tag{69}$$

Din paragraful precedent se cunoaște proprietatea de omotetie în raport cu vîrful a eforturilor din baraj. De această proprietate se bucură și eforturile principale din corpul barajului. Într-adevăr, analizînd spre exemplu eforturile σ_1, situate pe o dreaptă oarecare OP (fig. 2-87), rezultă imediat proporționalitatea acestora cu distanța de la vîrf. În expresiile eforturilor (46):

$$\sigma_x = a_1 x + b_1 z$$

$$\sigma_z = a_2 x + b_2 z$$

$$\tau = a_3 x + b_3 z$$

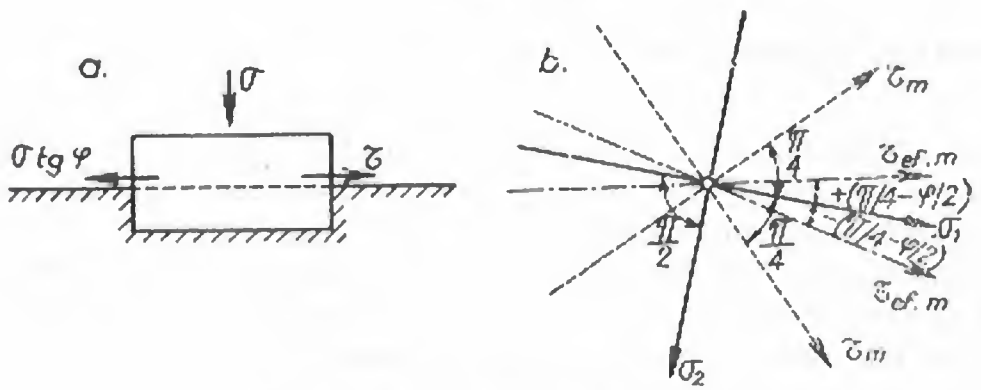


Fig. 2-86. Eforturi efective de forfecare:
a — definirea eforturilor; *b* — direcții principale.

se înlocuiește x din ecuația dreptei OP cu $x = mz$ și se obține:

$$\sigma_x = a_1 mz + b_1 z = A_1 z;$$

$$\sigma_z = a_2 mz + b_2 z = A_2 z;$$

$$\tau = a_3 mz + b_3 z = A_3 z.$$

Înlocuind expresiile obținute în relația (66) rezultă:

$$\sigma_1 = \left[\frac{1}{2}(A_1 + A_2) + \frac{1}{2}\sqrt{(A_1 - A_2)^2 + 4A_3^2}\right] z = C_1 z. \tag{70}$$

Proporționalitatea enunțată este evidentă:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_1'} = \frac{C_1 z}{C_1 z'} = \frac{d}{d'}.$$

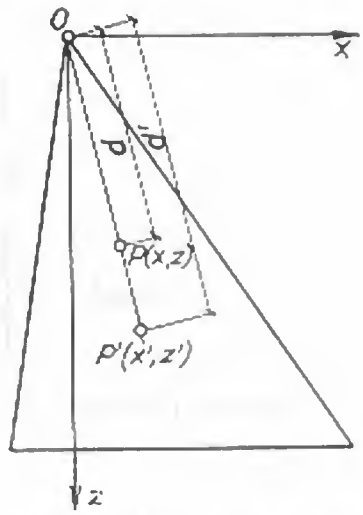


Fig. 2-87. Sistemul de axe pentru profilul triunghiular.

În mod analog se poate demonstra și omotetia celorlalte eforturi principale σ_2, τ_m și $\tau_{e/m}$.

54. Eforturi principale la paramente

Dacă se consideră profilul unui baraj cu parament amonte vertical sau înclinat, se constată că direcțiile celor două paramente, respectiv direcțiile normale pe acestea, sînt direcții principale. Aceasta deoarece eforturile de alunecare sînt nule de-a lungul lor. Desprinzînd din paramentele barajului cîte un element triunghiular cu ipotenuza egală cu unitatea (fig. 2-88), și scriind echilibrul forțelor după verticală, rezultă:

$$amonte: \quad \sigma_z = p\cos^2\alpha_1 + \sigma_1 \sin^2\alpha_1; \tag{71}$$

$$aval: \quad \sigma_z = \sigma_2 \sin^2\alpha. \tag{72}$$

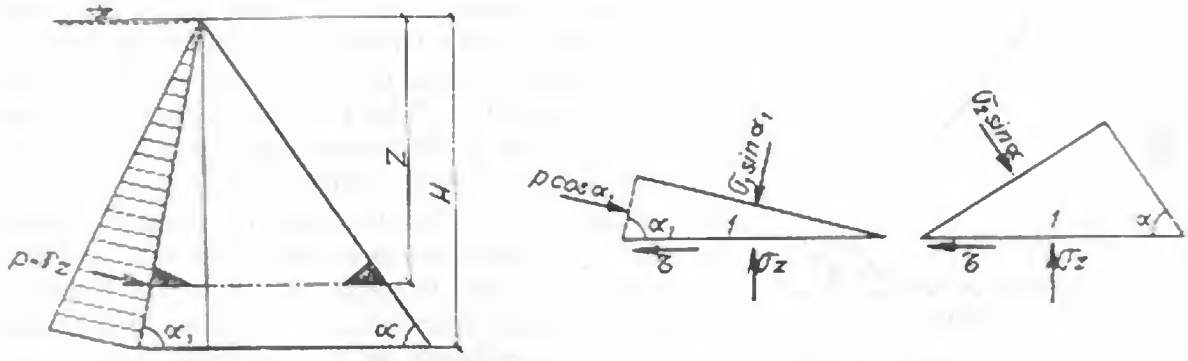


Fig. 2-88. Definirea eforturilor principale la paramente.

Se deduc apoi eforturile principale:

$$\textit{amonte}: \begin{cases} \sigma_1 = \dfrac{\sigma_z}{\sin^2 \alpha_1} - p \operatorname{ctg}^2 \alpha_1 = \sigma_z(1 + \lambda_1^2) - p\lambda_1^2 & (73) \\ \sigma_2 = p & (74) \end{cases}$$

$$\textit{aval}: \begin{cases} \sigma_1 = 0 & (75) \\ \sigma_2 = \dfrac{\sigma_z}{\sin^2 \alpha} = \sigma_z(1 + \lambda^2). & (76) \end{cases}$$

Efortul principal de alunecare se determină știind că:

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)$$

rezultînd în consecință:

$$\textit{amonte}: \quad \tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_z - p)(1 + \lambda_1^2) \qquad (77)$$

$$\textit{aval}: \quad \tau_{max} = \frac{1}{2}\sigma_z(1 + \lambda^2). \qquad (78)$$

În baza relațiilor (73) ... (78) se pot face următoarele observații:

— eforturile principale de la paramentul amonte sînt în anumite cazuri tensiuni; după formula (73) aceasta se produce cînd $\sigma_z(1 + \lambda_1^2) < p\lambda_1^2$ și se poate evita prin micșorarea corespunzătoare a lui λ_1;

— eforturile maxime care solicită o secțiune orizontală sînt eforturile principale de la paramentul aval (76); acestea au valoarea maximă la piciorul aval, unde $z = H$, ajungînd uneori mai mari de 2,5 ori coloana de apă reținută;

— pentru a se reduce în oarecare măsură eforturile principale de la paramentul aval (76), care cresc cu factorul $(1 + \lambda^2)$, acest parament se poate curba în partea inferioară, astfel încît să rezulte un λ cît mai redus (fig. 2-89); pe această cale valoarea efortului σ_2 se apropie de valoarea efortului vertical σ_z;

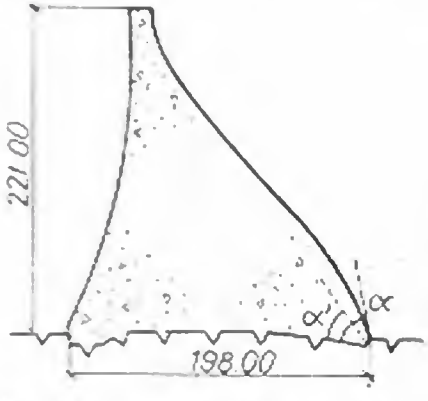


Fig. 2-89. Rotunjirea paramentului aval.

— la paramentul aval, eforturile principale de alunecare au valori teoretice apreciabile, ridicîndu-se la jumătate din valoarea eforturilor principale de compresiune; dacă $\sigma_2 = 20 \ldots 30$ kg/cm², pentru τ_m corespund 10 ... 15 kg/cm², în timp ce pentru betonul simplu nu se admit mai mult de 4—5 kg/cm²; este de remarcat însă că eforturile maxime de alunecare iau valori efective mult mai reduse, tocmai din cauza comprimării puternice din această regiune.

În concluzie, rezultă că rezistența barajelor de greutate este determinată exclusiv de mărimea eforturilor principale de compresiune care acționează la piciorul aval.

55. Linii de egal efort principal

Foarte sugestive în reprezentarea stării de efort din baraj sînt liniile de egal efort principal, denumite şi *linii izostatice*, care reprezintă locul geometric al punctelor în care acţionează aceleaşi eforturi principale σ_1, σ_2, τ_m sau τ_{efm}. Ecuaţiile lor se obţin egalînd relaţiile (66), (67) şi respectiv (69) cu o constantă parametrică, egală cu mărimea efortului care trebuie reprezentat pe profil:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau^2} = \sigma_0 = ct. \tag{79}$$

$$\tau_m = \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau^2} = \tau_0 = ct. \tag{80}$$

$$\tau_{efm} = \frac{1}{2\cos\varphi}\left[\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau^2} - (\sigma_x + \sigma_z)\sin\varphi\right] = \tau_{ef_0} = ct. \tag{81}$$

Dată fiind omotetia eforturilor principale în raport cu vîrful, trasarea acestora se poate face cu uşurinţă. Spre exemplu, dacă se consideră liniile σ_1, se construieşte prin puncte o singură linie $\sigma_1 = C_1 z = ct$, coeficientul C_1 fiind cel din relaţia (70), cu valori diferite pentru razele vectoare considerate. Celelalte linii rezultă prin omotetie, aplicată de-a lungul razelor vectoare.

O rezolvare analitică a problemei, dată de *R. Prişcu şi M. Constantinescu* [17] se bazează pe faptul că relaţiile (79), (80) şi (81) reprezintă de fapt ecuaţiile unor fascicule de conice cu proprietăţi bine definite. Ridicînd la pătrat ecuaţiile (79) ... (81) şi înlocuind pe σ_x, σ_z şi τ în funcţie de x şi z în baza relaţiilor (46), se obţine forma concentrată a conicelor:

– pentru σ_1 şi σ_2:

$$\alpha_1 x^2 + 2\beta_1 xz + \gamma_1 z^2 - 2\sqrt{\alpha_1 + \alpha_2}\ \sigma_0 x - 2\sqrt{\beta_1 + \beta_2}\ \sigma_0 z + \sigma_0^2 = 0 \tag{82}$$

– pentru τ_m:

$$\alpha_2 x^2 + 2\beta_2 xz + \gamma_2 z^2 - \tau_0^2 = 0 \tag{83}$$

– pentru τ_{efm}:

$$(f^2\alpha_1 - \alpha_2)x^2 + 2(f^2\beta_1 - \beta_2)xz + (f^2\gamma_1 - \gamma_2)z^2 +$$
$$+ 2\sqrt{\alpha_1 + \alpha_2}\ f\tau_{ef_0} x + 2\sqrt{\beta_1 + \beta_2}\ f\tau_{ef_0} z + \tau_{ef_0}^2 = 0 \tag{84}$$

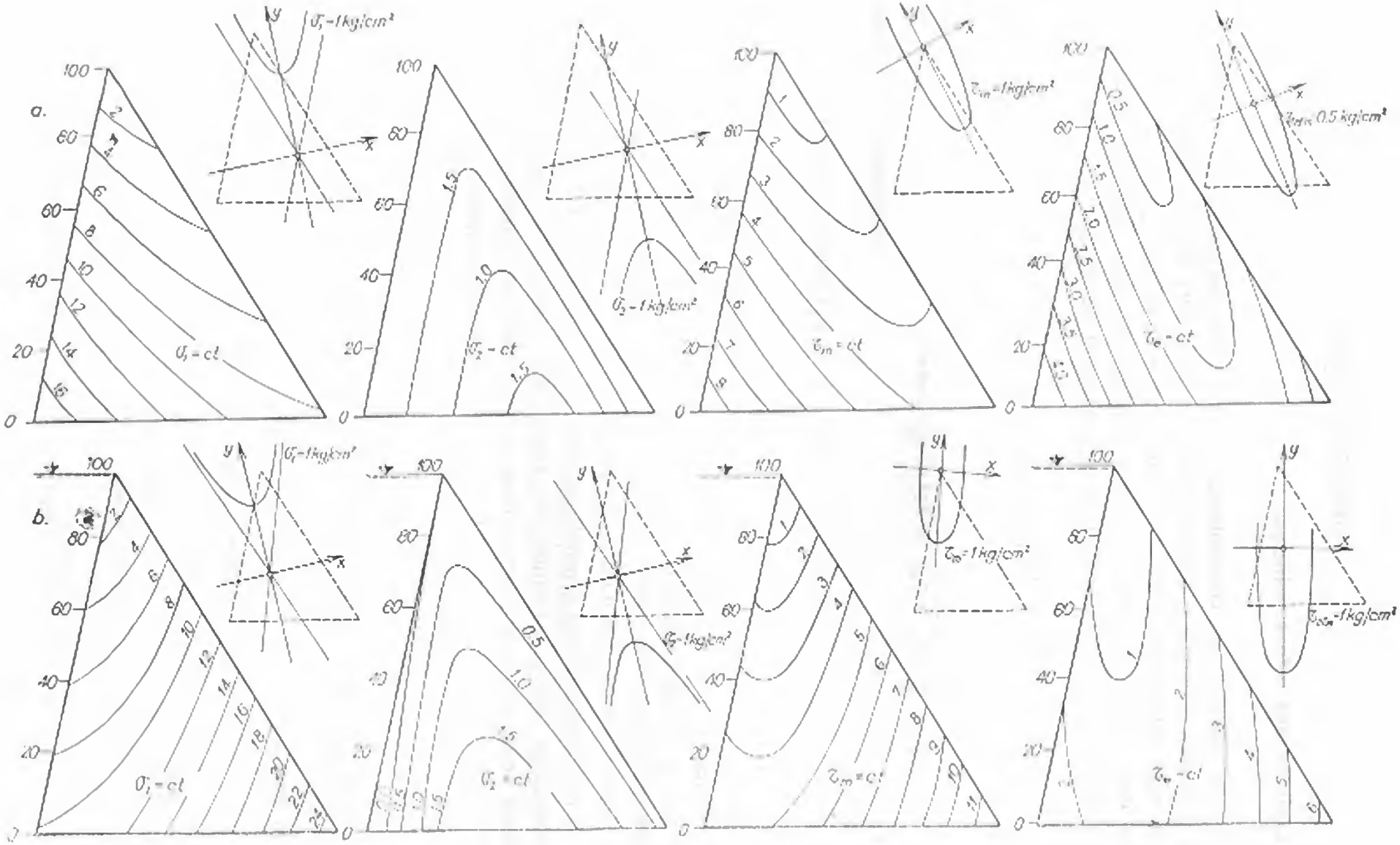


Fig. 2-90. Linii de egal efort principal în profilul triunghiular:
a — la lac gol; *b* — la lac plin.

în care s-au făcut notaţiile:

$$
\begin{aligned}
f &= \operatorname{tg}\varphi \\
\alpha_1 &= a_1 a_2 - a_3^2 \\
\alpha_2 &= \frac{1}{4}(a_1 - a_2)^2 + a_3^2 \\
\beta_1 &= \frac{1}{2}(a_1 b_2 + a_2 b_1) - a_3 b_3 \\
\beta_2 &= \frac{1}{4}(a_1 - a_2)(b_1 - b_2) + a_3 b_3 \\
\gamma_1 &= b_1 b_2 - b_3^2 \\
\gamma_2 &= \frac{1}{4}(b_1 - b_2)^2 + b_3^2.
\end{aligned}
\tag{85}
$$

Coeficienţii a_i, b_i se determină din relaţiile (52). Întrucît în ecuaţii nu intră înălţimea barajului, rezultă că, pentru un profil cu paramente date, izostaticele se pot trasa identic la orice înălţime de baraj.

Pentru ilustrare s-a considerat cazul unui baraj dimensionat pe baza criteriilor clasice, avînd următoarele caracteristici:

$\gamma_b = 2{,}3$ t/m^3 $\quad \gamma = 1$ t/m^3, $\quad m = 0{,}75$, $\quad f = 0{,}65$, $\quad \lambda_1 = 0{,}227$, $\quad \lambda = 0{,}619$.

Efectuînd calculele numerice s-au obţinut ecuaţiile conicelor şi apoi s-au trasat curbele reprezentative ale liniilor de egal efort principal în ipotezele lacului gol şi plin (fig. 2-90).

Se observă că aceste linii intersectează paramentul amonte, respectiv cel aval, sub unghiuri constante. Proprietatea se poate demonstra analitic din expresiile ecuaţiilor (82), (83) şi (84). Locurile geometrice ale maximelor, respectiv minimelor sînt drepte, de fapt axele conicelor reprezentative. În ipoteza lacului plin punctul cel mai solicitat este piciorul aval, în timp ce în ipoteza lacului gol punctul cel mai solicitat este piciorul amonte.

Pentru a cunoaşte regiunile cele mai solicitate din corpul barajului, se suprapun liniile de egal efort principal σ_1 corespunzătoare celor două ipoteze. Conform figurii 2—91, se observă că printr-o dreaptă caracteristică profilul se împarte în două regiuni: una amonte, în care cele mai mari eforturi apar cînd lacul este gol, şi una aval, în care cele mai mari eforturi apar cînd lacul este plin. Verificarea eforturilor principale de compresiune se face deci în consecinţă. Acelaşi spectru arată că interiorul profilului este mai puţin solicitat şi că betoanele de o calitate mai bună trebuie prevăzute spre paramente.

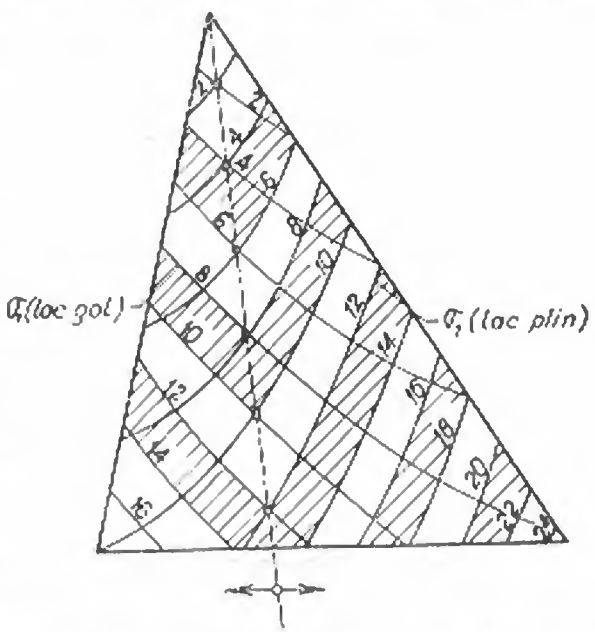


Fig. 2-91. Linii de egal efort principal suprapuse.

56. Traiectoriile eforturilor principale

Traiectoriile eforturilor principale sînt liniile care admit în orice punct ca tangentă o direcție principală. Se deosebesc traiectorii de ordinul 1 și traiectorii de ordinul 2, după cum ele corespund eforturilor σ_1, respectiv σ_2. Unghiul α pe care îl face o traiectorie cu axa Ox (fig. 2—92) este dat de expresia cunoscută:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_z}, \tag{86}$$

soluțiile ecuației fiind:

$$\operatorname{tg} \alpha_{1,2} = \frac{\sigma_z - \sigma_x \pm \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau^2}}{2\tau}. \tag{87}$$

Se observă că cele două valori ale lui $\operatorname{tg}\alpha$ au ca produs -1, deci ele definesc două valori ortogonale. Semnul (+) corespunde primei direcții principale (σ_1), semnul (—) celei de a doua direcții principale (σ_2).

Dacă în expresia (87) se introduc valorile eforturilor corespunzătoare punctului P, de pe dreapta OP de ecuație $x = mz$:

$$\sigma_x = A_1 z, \qquad \sigma_z = A_2 z, \qquad \tau = A_3 z, \tag{88}$$

se obține:

$$\operatorname{tg} \alpha_{1,2} = \frac{A_2 - A_1 \pm \sqrt{(A_2 - A_1)^2 + 4A_3^2}}{2A_3} = \text{ct.} \tag{89}$$

Deci, de-a lungul unei drepte care trece prin vîrful O, unghiurile α_1, respectiv α_2 sînt constante, deci traiectoriile eforturilor principale intersectează dreptele OP sub unghiuri constante. Rezultă că și traiectoriile eforturilor principale sînt omotetice în raport cu vîrful.

Direcțiile eforturilor principale de alunecare τ_m fac cu direcția efortului σ_1 unghiuri de $\pm 45°$. Înclinarea lor față de orizontală se exprimă deci sub forma:

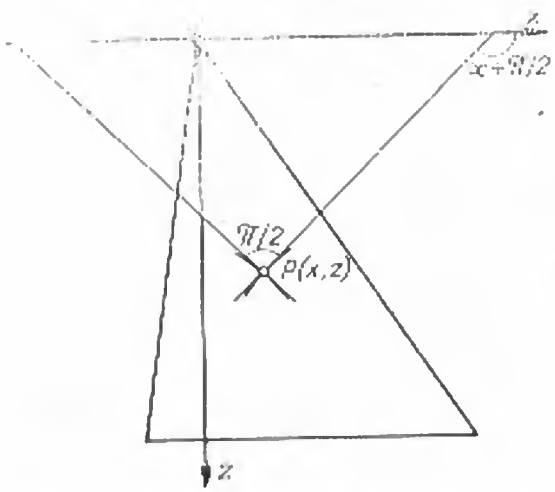


Fig. 2-92. Direcții principale într-un punct oarecare P.

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{\operatorname{tg}\alpha + 1}{1 \pm \operatorname{tg}\alpha}. \tag{90}$$

La rîndul lor direcțiile eforturilor efective de forfecare maxime $\tau_{ef,m}$ fac cu direcția efortului σ_1 unghiuri de $\pm\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$, notînd cu φ unghiul de frecare beton-beton. Înclinarea față de orizontală este deci:

$$\operatorname{tg}\gamma = \frac{\operatorname{tg}\alpha \pm e}{1 \mp e \operatorname{tg}\alpha}, \tag{91}$$

unde coeficientul e înlocuiește expresia

$$e = \frac{1 - \operatorname{tg}\varphi/2}{1 + \operatorname{tg}\varphi/2}.$$

Ecuațiile diferențiale ale traiectoriilor se deduc din expresiile unghiurilor α, β și γ. În cazul eforturilor normale σ_1 și σ_2, în sistemul de axe xoz:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{dz}{dx}. \tag{92}$$

Ținînd seama de expresia (87) pentru tg α se obține ecuația:

$$\frac{dz}{dx} = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2\tau} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2\tau}\right)^2 + 1}. \tag{93}$$

Dacă eforturile σ_x, σ_z și τ se înlocuiesc cu expresiile lor din (46) și se notează:

$$\begin{aligned} a &= a_1 - a_2;\\ b &= b_1 - b_2;\\ c &= 2a_3;\\ d &= 2b_3, \end{aligned} \tag{94}$$

se obține ecuația diferențială a traiectoriilor care trebuie integrată:

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{ax + bz}{cx + dz} \pm \sqrt{\left(\frac{ax + bz}{cx + dz}\right)^2 + 1}. \tag{95}$$

Erau cunoscute soluții ale acestei ecuații pentru unele cazuri particulare [13]. Soluția generală, elaborată tot de *R. Prișcu și M. Constantinescu* [17], care permite calculul exact al traiectoriilor eforturilor principale pentru σ_1, σ_2, τ_m și $\tau_{ef\,m}$, se obține sub formă parametrică după cum urmează:

$$\begin{cases} x = (-dt^2 - 2bt + d)\,u_{1,2}\,DK\\ z = (ct^2 + 2at - c)\,u_{1,2}\,DK \end{cases} \tag{96}$$

în care:

t — parametrul de reprezentare;
$D = ad - bc$;
K — constantă de integrare;
$u_{1,2}$ — funcție auxiliară de integrare, indicele *1* marcînd traiectoriile de ordinul 1, iar indicele *2* pe cele de ordinul 2.

Expresiile funcției $u = u(t)$ sînt în cazul eforturilor $\sigma_{1,\,2}$:

$$\begin{cases} u_1 = \left(t + \dfrac{1}{\lambda_1}\right)^{-c_1}\left(t + \dfrac{c}{d}\lambda\lambda_1\right)^{-c_2}\left(t - \dfrac{1}{\lambda}\right)^{-c_3}\\ u_2 = (t - \lambda_1)^{-c_1}\left(t - \dfrac{d}{c}\dfrac{1}{\lambda\lambda_1}\right)^{-c_2}(t + \lambda)^{-c_3} \end{cases} \tag{97}$$

în care:

$$c_1 = \frac{d - (b + c)\lambda_1 + a\lambda_1^2}{2(\lambda - \lambda_1)(d - c\lambda\lambda_1^2)}\lambda$$

$$c_2 = 2\,\frac{-ad + c(b + c)\lambda\lambda_1 - c^2\lambda^2\lambda_1^2}{(d - c\lambda\lambda_1^2)(d + c\lambda^2\lambda_1)}\lambda\lambda_1$$

$$c_3 = \frac{d + (b - c)\lambda + a\lambda^2}{2(\lambda + \lambda_1)(d + c\lambda^2\lambda_1)}\lambda_1.$$

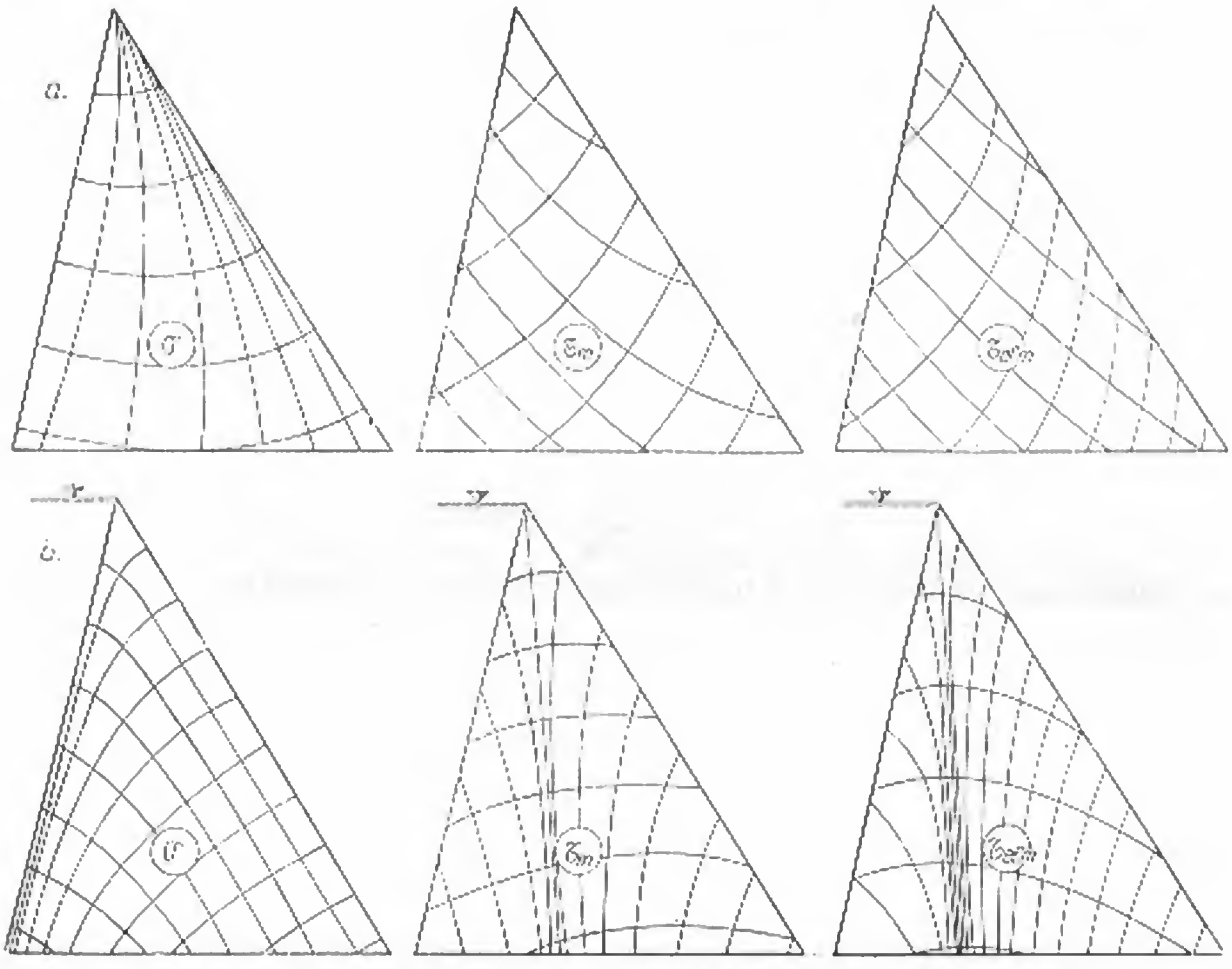


Fig. 2-93. Traiectoriile eforturilor principale în profilul triunghiular:
a — la lac gol; *b* — la lac plin.

În soluția parametrică obținută (96), t respectiv $-\frac{1}{t}$ reprezintă chiar valoarea tangentei la traiectorie într-un punct dat.

Traiectoriile eforturilor principale de alunecare și ale eforturilor efective maxime de alunecare fac parte din aceeași familie generală de curbe. Ecuațiile lor diferențiale se obțin utilizînd proprietatea că fac unghiurile $\pm 45°$, respectiv $\pm(45 - \varphi/2)°$ cu direcția lui σ_1. Integrarea acestor ecuații conduce la soluții parametrice tot de forma (96), funcțiile $u(t)$ modificîndu-se corespunzător.

Cu ajutorul soluțiilor parametrice s-au trasat traiectoriile eforturilor principale pentru profilul barajului din figura 2—90 ($\lambda = 0{,}619$, $\lambda_1 = 0{,}227$). Aspectul acestora, în ipotezele lac gol și lac plin, este prezentat în figura 2—93.

Considerînd situația lacului plin, de mai mare interes ca solicitări, se remarcă următoarele:

— traiectoria efortului σ_1 pleacă perpendicular pe paramentul amonte și coboară către o asimptotă, avînd panta paramentului aval;

— traiectoria efortului σ_2 pleacă perpendicular pe paramentul aval și coboară către o asimptotă paralelă cu paramentul amonte;

— traiectoriile eforturilor principale σ_1 și σ_2 sînt ortogonale;

— traiectoriile lui τ_m fac 45° cu direcția paramentelor și coboară către o asimptotă interioară profilului; ele sînt de asemenea ortogonale;

— traiectoria lui $\tau_{ef\,m_1}$ este asemănătoare cu cea a lui τ_m, făcînd însă un unghi $45 - \varphi/2$ cu paramentele; traiectoria lui $\tau_{ef\,m_2}$ prezintă un maxim situat pe dreapta care trece prin vîrful profilului.

Liniile de ordinul 1 pentru σ prezintă și un interes practic. Observîndu-se că barajele de greutate mai înalte de 50 ... 60 m fisurează aproximativ după direcțiile acestor linii, s-a propus, așa cum s-a arătat mai înainte, ca profilele să fie prevăzute cu rosturi longitudinale orientate identic. Propunerea este rațională prin faptul că secțiunea barajului își pierde continuitatea după direcția eforturilor principale minime, care solicită în cea mai mică măsură construcția.

Tot în ipoteza lacului plin, un interes deosebit îl prezintă traiectoriile eforturilor efective de alunecare maxime; liniile de ordinul 2 indică suprafețele după care este posibilă alunecarea părții din baraj situată deasupra lor. De aceea, nu este recomandabil a se admite rosturi de lucruri orientate după aceste suprafețe.

Traiectoriile eforturilor principale se pot trasa și pe cale grafică, din aproape în aproape, folosind proprietatea de omotetie în raport cu vîrful [20]. Este suficient a se trasa o singură linie pentru un anumit efort principal. Se calculează spre exemplu $\operatorname{tg} \alpha_1$, din ecuația (89), pentru diverse valori p (deci pentru diverse raze vectoare) și se raportează cifrele pe o verticală, pornind din același punct O_1' (fig. 2-94). Dacă pe orizontala originii se fixează la o distanță egală cu unitatea un pol O_1, prin unirea cu capetele segmentelor $\operatorname{tg} \alpha$ se obțin chiar direcțiile eforturilor principale, corespunzătoare razelor vectoare OP_1 ... etc. Traiectoria se trasează la fel ca un poligon funicular, ducînd în profilul barajului paralele la direcțiile obținute. Aceste paralele se consideră valabile între mediane.

O traiectorie este cu atît mai corect trasată, cu cît se calculează mai multe valori $\operatorname{tg} \alpha_1$ (mai multe drepte OP). Celelalte linii din aceeași familie se trasează prin omotetie. Traiectoriile celei de a doua categorii de eforturi principale se trasează fie la fel cum s-a arătat mai sus, fie folosind proprietatea de ortogonalitate cu primele.

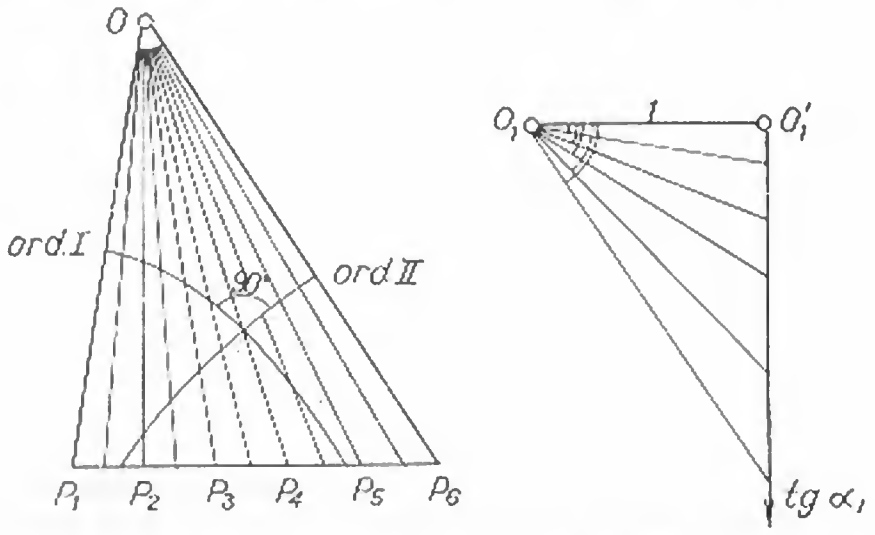


Fig. 2-94. Construcția grafică a traiectoriilor eforturilor principale.

§ 12. STABILITATEA LA ALUNECARE

57. Generalități

Sub acțiunea diferitelor forțe care acționează asupra lui, un baraj trebuie să se găsească în permanență în echilibru, adică să fie stabil. Este necesar ca stabilitatea barajului să fie asigurată și în cazuri excepționale, cînd forțele care îl solicită au depășit valorile normale de calcul. Se cere deci ca barajul să aibă o rezervă de stabilitate care se exprimă prin coeficientul de siguranță.

Cedarea unui baraj se poate produce teoretic prin:

— *alunecarea spre aval*, pe terenul de fundație;

— *răsturnarea* în jurul piciorului aval;

— *ridicarea din fundație*, sub acțiunea subpresiunilor (plutirea construcției).

Pentru barajele de tipuri și forme obișnuite, stabilitatea la alunecare este cea care determină, împreună cu condițiile de rezistență, dimensiunile construcției. În majoritatea cazurilor un baraj stabil la alunecare satisface și celelalte condiții de stabilitate, la răsturnare și plutire.

58. Stabilitatea prin forțe de frecare

Alunecarea unui baraj de greutate, fundat pe teren stîncos sau semistîncos, se poate produce atunci cînd suma forțelor orizontale $\sum H$ depășește ca mărime forțele de frecare care acționează de-a lungul suprafeței de fundație, presupusă orizontală [15]. Valoarea maximă a forțelor de frecare se obține făcînd produsul între *coeficientul de frecare statică* (f) dintre beton și rocă și suma forțelor verticale $\sum V$. Condiția de stabilitate se exprimă prin inegalitatea:

$$\sum H < f \sum V, \tag{98}$$

sau prin egalitatea:

$$K \sum H = f \sum V, \tag{99}$$

unde K reprezintă coeficientul de siguranță.

Observînd că raportul $\sum H / \sum V = \operatorname{tg} \varphi$ este *coeficientul de alunecare* al construcției, condițiile (98) și (99) se pot scrie:

$$\operatorname{tg} \varphi < f, \tag{98'}$$

respectiv:

$$K \operatorname{tg} \varphi = f. \tag{99'}$$

Din relația (99') rezultă și definiția coeficientului de siguranță K: raportul între coeficientul de frecare statică (f) și coeficientul de alunecare al barajului tg φ. În calculele curente coeficientul K se ia 1,0 ... 1,1 pentru baraje fundate pe terenuri stîncoase și 1,3 ... 1,5 pentru baraje fundate pe terenuri nestîncoase. Normele sovie-

tice diferențiază coeficientul de siguranță K în funcție de clasa construcției și de gruparea de încărcări considerată (tabelul 2—13) [15].

TABELUL 2-13

Combinația de încărcări	Clasa construcției			
	I	II	III	IV
Încărcări fundamentale	1.30	1.20	1.15	1.15
Încărcări fundamentale și extraordinare	1.05	1.05	1.00	1.00

Valoarea coeficientului de frecare statică beton-rocă se determină experimental, prin încercări pe teren. În calcule preliminare se pot admite următoarele valori [16]:

— pentru terenuri stîncoase: roci eruptive 0,65 ... 0,75; roci sedimentare (calcare, gresii etc.) 0,50 ... 0,65;

— pentru terenuri semistîncoase: marne, șisturi argiloase etc. 0,30 ... 0,50;

— pentru terenuri nestîncoase: pietrișuri și bolovănișuri 0,50; pămînturi nisipoase 0,40 ... 0,50; nisipuri argiloase 0,35 ... 0,40; argile nisipoase 0,25 ... 0,30; argile 0,20 ... 0,30.

59. Stabilitatea prin forțe de frecare și coeziune

Condițiile de stabilitate exprimate prin relațiile (98) și (99) corespund situației în care barajul ar sprijini direct pe suprafața de fundație. În realitate, prin modul de execuție și prin măsurile constructive care se iau, se realizează o legătură intimă între beton și rocă, capabilă și de eforturi de coeziune (sau aderență) c. Ținînd seama de fenomenul real, condiția de stabilitate la alunecare se scrie sub forma:

$$K\sum H = f\sum V + cA \qquad (100)$$

în care, pe lîngă notațiile făcute mai înainte, mai apar:

c — efortul de coeziune sau de aderență, în t/m^2;

A — mărimea suprafeței de alunecare, în m^2.

Coeficientul de siguranță K este în acest caz mult mai mare, apreciind că se iau în considerație toate rezervele de stabilitate ale structurii. În practica USBR [6] se recomandă $K \geqslant 4$, în cea mai defavorabilă ipoteză de încărcare. Normele americane mai recente, privitoare la construcții hidrotehnice de greutate, recomandă pentru K, valorile din tabelul 2-14. În relația (100), A reprezintă în acest caz numai partea comprimată a fundației.

TABELUL 2-14

Uzine hidroelectrice	Încărcarea	
	normală	extraordinară
Mari	3.50	2.0
Mici	2.50	1.50

Efortul de coeziune sau aderență trebuie determinat prin încercări în situ. În lipsa determinărilor experimentale valoarea lui se ia prin analogie cu alte lucrări. Pentru

orientare, se menționează că la majoritatea barajelor americane c a variat între 150 și 500 t/m² [5], iar încercările de teren și laborator din U.R.S.S. au condus la cifre cuprinse între 140 și 450 t/m² [16]. În ceea ce privește distribuția efortului de coeziune, aceasta nu este uniformă pe secțiune. Diagrama efortului τ în fundație, prezentată în figura 2-80 pentru barajul *Shasta*, ilustrează acest aspect. Mai mult, se observă că în zona piciorului amonte eforturile de coeziune schimbă de semn. În normele americane se introduce în consecință un factor de corecție (r) care înmulțește termenul cA din formula (100). Pentru calculele de verificare, valoarea recomandată este $r = 0{,}50$ [5].

Examinînd relația (100), se constată că în timp ce $\sum H$ și $\sum V$ cresc cu pătratul înălțimii barajului, suprafața de fundație crește numai liniar. Deci barajele mai înalte sînt mai expuse pericolului de alunecare decît cele de înălțimi mai mici.

Normele spaniole [11] și unele recomandări sovietice [16] propun o altă structură pentru relația de verificare la alunecare prin forțe de frecare și coeziune:

$$\sum H < \frac{f \sum V}{K_1} + \frac{cA}{K_2}, \tag{101}$$

în care notațiile sînt aceleași, iar K_1 și K_2 sînt coeficienți de siguranță diferențiați pentru frecare și pentru coeziune. Valorile normative prevăd $K_1 = 1{,}5$ și $K_2 = 5$ pentru încărcările normale și o reducere a acestora cu 20% în cazul încărcărilor extraordinare [11]. După propunerile lui *Scelkanov* [16] $K_1 = 1{,}3 \ldots 1{,}4$, iar $K_2 = 3 \ldots 4$, raportul c/K_2 luîndu-se cel puțin egal cu 10 ... 30 t/m².

60. Măsuri constructive

Pentru a spori stabilitatea la alunecare a barajelor, se iau de obicei unele măsuri constructive, al căror efect nu se poate traduce întotdeauna în cifre. În afară de tratarea specială a suprafeței de fundație și de injecțiile de legătură și consolidare, însăși forma geometrică a tălpii barajului poate aduce rezerve importante de stabilitate.

În figura 2-95, *a* se arată efectul pe care îl are pintenul amonte asupra distribuției eforturilor de alunecare, concentrîndu-le în dreptul său. Executarea mai multor redane (fig. 2-95, *b*), distribuie mai uniform eforturile, făcînd în același timp ca roca de fundație să contribuie la stabilitate prin rezistența proprie la forfecare. La fundațiile în trepte înclinate spre amonte (fig. 2-95,*c*), rezultanta forțelor cade sub un unghi foarte apropiat de 90°, reducîndu-se prin aceasta componenta tangențială care provoacă alunecarea.

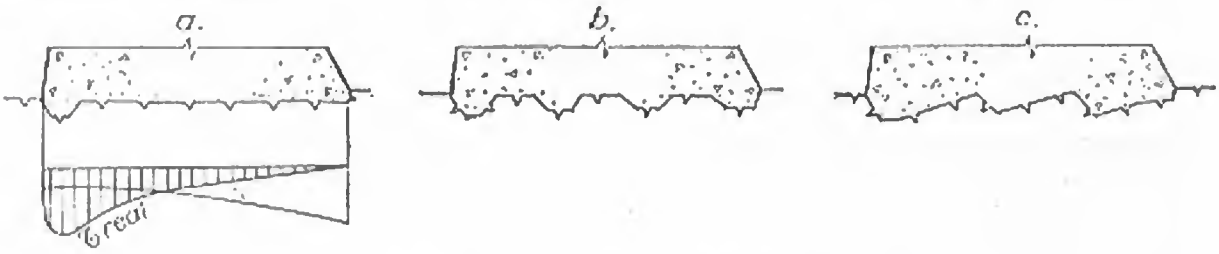


Fig. 2-95. Fundații amenajate:
a — cu pinten; *b* — cu redane; *c* — cu trepte înclinate.

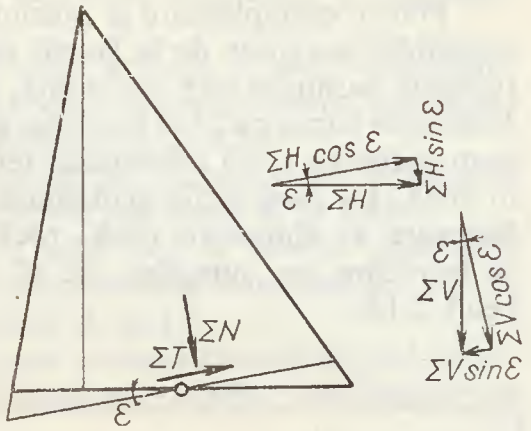


Fig. 2-96. Schema de încărcare a unei fundații înclinate.

Efectul înclinării fundației cu un unghi ε spre amonte se poate urmări în figura 2-96. Noua valoare (aproximativă) a coeficientului de alunecare se determină scriind componentele tangențiale și normale:

— suma forțelor tangențiale:

$$\Sigma T = \Sigma H \cos \varepsilon - \Sigma V \sin \varepsilon;$$

— suma forțelor normale:

$$\Sigma N = \Sigma V \cos \varepsilon + \Sigma H \sin \varepsilon.$$

Coeficientul de alunecare devine în consecință:

$$\frac{\Sigma T}{\Sigma N} = \frac{\Sigma H \cos \varepsilon - \Sigma V \sin \varepsilon}{\Sigma V \cos \varepsilon + \Sigma H \sin \varepsilon} = \frac{\dfrac{\Sigma H}{\Sigma V} - \operatorname{tg} \varepsilon}{1 + \dfrac{\Sigma H}{\Sigma V} \operatorname{tg} \varepsilon}. \qquad (102)$$

Se constată o îmbunătățire a stabilității, coeficientul de alunecare dat de relația (102) avînd sistematic valori mai reduse.

61. Verificări speciale

Verificarea stabilității unui baraj cu metodele prezentate la punctele precedente corespunde situațiilor clasice: baraj cu profil triunghiular, cu suprafața de fundație plană sau cu asperități neprelucrate în mod special, fundat pe rocă omogenă, fără stratificații, intercalații slabe sau accidente geologice, care pot crea suprafețe probabile de alunecare în masiv. Cînd se prevăd pinteni în fundație trebuie studiată și stabilitatea la alunecare prin forfecarea rocii, pe suprafețe care trec prin pintenul amonte sau prin cei doi pinteni. Stratificații pronunțate, cu înclinarea spre aval, pot duce la alunecarea barajului împreună cu o parte a terenului de fundație pe suprafețele de contact dintre straturi. În funcție de situația locală se impun deci verificări speciale, și în alte ipoteze de alunecare decît cea pe suprafața de fundație, care să asigure o analiză completă și minuțioasă a comportării statice a barajului.

Pentru exemplificare se prezintă în cele ce urmează ipotezele parcurse în analiza stabilității barajului de la *Porțile de Fier* [21]. După cum rezultă și din figura 2-6,*b*, fundația barajului este orizontală, cu un pinten de 4,5 ... 5,0 m adîncime în amonte. În aval de baraj, pe 23 m lungime, se găsește disipatorul de energie, realizat sub forma unui radier cu talpă orizontală, terminat cu un pinten aval, încastrat pe circa 4,0 m în rocă. La încercările geotehnice s-a acordat o atenție deosebită încercărilor de forfecare și alunecare rocă—rocă și beton—rocă. Acestea s-au realizat în galerii de încercare, pe suprafețe de 80 × 80 cm. Valorile obținute se prezintă în tabelul 2-15.

TABELUL 2-15

Încercarea	Mal drept (Iugoslavia)		Mal stîng (România)	
	c(t/m²)	φ	c(t/m²)	φ
Forfecare rocă-rocă	30 ... 75	44 ... 73°	5 ... 107	24 ... 56°
Alunecare rocă-rocă	0 ... 15	42 ... 60°	5 ... 29	24 ... 38°
Forfecare beton-rocă	54 ... 110	25 ... 71°	10 ... 78	30 ... 57°
Alunecare beton-rocă	0	40 ... 68°	0	32 ... 41°

În baza încercărilor efectuate s-a adoptat valoarea coeficientului de frecare statică beton-rocă de $f = 0{,}6$ în cîmpurile *1* și *2* de la malul drept și $f = 0{,}50$ pentru rest. Roca din ampriză are un caracter pronunțat de eterogenitate, deformabilitate mare, forfecarea și alunecarea avînd tendința să se producă atît în rocă cît și la contactul beton-rocă (coeziunea este foarte redusă, iar tectonica favorizează apariția unor astfel de planuri).

Rezultatele încercărilor de forfecare sînt prezentate în figura 2-97. Dispersarea rezultatelor permite totuși înscrierea lor în legea cunoscută:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi. \tag{103}$$

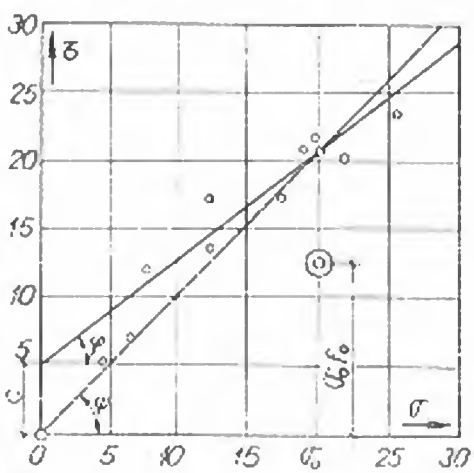


Fig. 2-97. Diagramă de forfecare a rocii de fundație la barajul Porțile de Fier.

Notînd:

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{c + \sigma_0 \operatorname{tg} \varphi}{\sigma_0},$$

se exprimă coeficientul de securitate geotehnică pentru alunecare:

$$K_g = \frac{\operatorname{tg} \psi}{f_0}, \tag{104}$$

unde f_0 este coeficientul de frecare statică, recomandat pentru proiectare. Valorile curente ale lui K_g sînt în jur de 3. Cînd coeziunea este neglijabilă se pot admite valori mai mici, la Porțile de Fier adoptîndu-se $K_g = 2$.

Profilul barajului a fost definitivat în urma verificării stabilității la alunecare în ipotezele:

— alunecare pe un plan care trece prin picioarele amonte și aval; fenomenul se poate produce în rocă sau la contactul beton-rocă, funcție de forma fundației; coeficientul de siguranță admis pentru încărcări normale $K \geqslant 1{,}30$;

— același plan de alunecare, dar în cazul încărcărilor extraordinare (cutremur gradul VIII sau căderea drenajului), cu coeficient de siguranță $K \geqslant 1{,}10$;

— alunecare pe un plan orizontal care trece prin rocă la nivelul pintenului amonte, admițînd că la rostul baraj-disipator rezistența rocii se manifestă sub forma unei presiuni pasive; coeficientul de siguranță admis $K \geqslant 1{,}0$;

— alunecare pe un plan orizontal care trece prin pintenii amonte și aval ai ansamblului baraj-disipator, admițînd că în aval terenul este erodat; coeficientul de siguranță admis $K \geqslant 1{,}0$.

Primele două ipoteze sînt uzuale și se recomandă în diferite norme sau instrucțiuni. Ultimele ipoteze au fost introduse datorită prezenței zonelor cu șistuozitate orizontală. Efectele masivului în asigurarea stabilității fiind luate acoperitor, coecienții de siguranță admiși sînt minimi.

§ 13. DIMENSIONAREA BARAJELOR DE GREUTATE

62. Criterii de dimensionare

Criteriile clasice aplicate la dimensionarea barajelor de greutate sînt:

— primul criteriu constă în condiția ca, ținînd seama de acțiunea subpresiunilor, *efortul normal vertical de la piciorul amonte al barajului să fie mai mare, sau la limită egal cu zero*; prin această condiție se exclud deci eforturile de tensiune la contactul beton-rocă, considerînd că acestea nu pot fi preluate; în ipoteza repartiției liniare a eforturilor, acest criteriu se scrie sub forma:

$$\sigma_{am} = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M}{W} \geqslant 0; \tag{105}$$

— al doilea criteriu constă în *condiția de stabilitate la alunecare a barajului în secțiunea de fundație*; aceasta se exprimă punînd condiția ca coeficientul de alunecare $\Sigma H / \Sigma V$ să fie mai mic sau, la limită, egal cu coeficientul de frecare statică f al betonului cu roca de fundație:

$$\Sigma H / \Sigma V \leqslant f. \tag{106}$$

Introducerea unui anumit coeficient de siguranță la alunecare, sau luarea în considerație a coeziunii dintre beton și rocă, se poate realiza, implicit, prin modificarea corespunzătoare a cifrei f, determinată prin încercări pe teren. Această corecție este indicată în special în cazul barajelor cu rosturi lărgite sau evidate, la care stabilitatea la alunecare este mărită prin încastrarea lor în roca de fundație.

Aceste două condiții exprimă fenomenul complex al stabilității unui baraj cu anumite aproximații, aproximații cunoscute și în general admise în domeniu.

Un examen foarte riguros al problemei nu dispune de bazele teoretice necesare și devine prea complicat pentru scopuri practice.

Alte școli constructoare de baraje adoptă criterii diferite de dimensionare. Spre exemplu, în practica americană [6] se impune ca la alegerea profilului barajului să se respecte următoarele reguli:

— eforturile normale verticale ca și cele principale din orice secțiune să fie compresiuni;

— stabilitatea la alunecare să fie asigurată atît prin forțe de frecare cît și prin forțe de frecare și coeziune;

— eforturile principale maxime de compresiune din baraj și din fundație să nu depășească valorile admisibile prescrise.

Se consideră că proiectantul cunoaște de obicei care dintre aceste reguli impun dimensiunile transversale ale profilului la un anumit nivel; celelalte condiții se verifică și ele în mod obligatoriu. Determinînd proporțiile profilului din nivel în nivel, rezultă paramente poligonale, care apoi se racordează, fără a se aduce prin aceasta modificări importante stabilității sau economicității. O asemenea dimensionare prin încercări este însă extrem de greoaie, iar rezultatele sînt puțin diferite față de cele care se obțin pe baza criteriilor clasice.

63. Profile triunghiulare

Considerînd [22] un profil triunghiular cu ambele paramente înclinate față de verticală (fig. 2-98), se constată că pentru determinarea necunoscutelor λ și λ_1 sînt suficiente condițiile (105) și (106).

Luînd în considerare greutatea proprie a barajului, presiunea orizontală și verticală a apei precum și subpresiunea, cele două condiții iau respectiv formele:

$$(\gamma_b - m\gamma)(\lambda_1 + \lambda)^2 - (\gamma_b - 2\gamma)(\lambda_1 + \lambda)\lambda_1 - \gamma(1 + \lambda_1^2) = 0; \tag{107}$$

$$(\gamma_b - m\gamma)(\lambda_1 + \lambda) + \gamma\lambda_1 = \frac{\gamma}{f}. \tag{108}$$

Soluția comună a ecuațiilor (107) și (108) este dată de ecuația:

$$(1 - m)\gamma\lambda_1^2 + \frac{\gamma_b}{f}\lambda_1 - \frac{\gamma}{f^2} + \gamma_b - m\gamma = 0. \tag{109}$$

Valoarea lui λ_1 fiind determinată prin ecuația (109), necunoscuta λ se poate calcula prin oricare din ecuațiile (107) sau (108).

Pe baza unor calcule numerice [22] se prezintă în figura 2-98 variația înclinărilor paramentelor cu coeficientul de frecare f și cu coeficientul subpresiunilor m. Se constată că, cu cît coeficientul de frecare este mai redus și subpresiunile mai mari, cu atît înclinarea paramentului amonte λ_1 și suma $(\lambda + \lambda_1)$, proporțională cu volumul pe metru liniar, are valori mai mari.

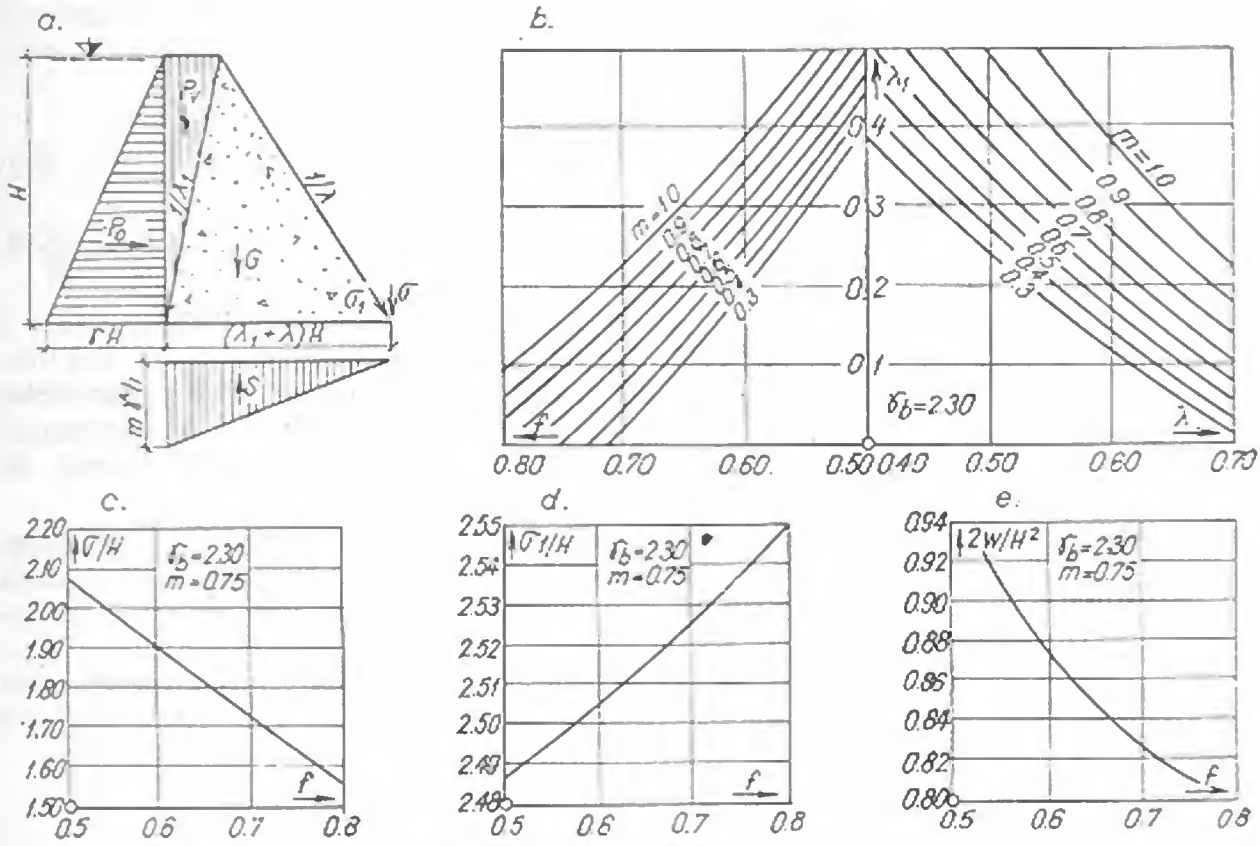


Fig. 2-98. Dimensionarea profilelor triunghiulare:
a — schemă de calcul; *b* — variația înclinării paramentelor cu coeficienții *m* și *f*; *c* — variația efortului vertical la piciorul aval; *d* — variația eforturilor principal la piciorul aval; *e* — variația volumului relativ.

64. Profile triunghiulare optime

Dacă se consideră inegalitățile (105) și (106), se constată că există o infinitate de soluții care le satisfac. Se poate arăta că soluția determinată prin intermediul ecuațiilor (107) și (108) conduce la profilul de secțiune minimă, deci la volumul de beton cel mai redus.

Notînd $\lambda_1 = x$ și $\lambda_1 + \lambda = y$, relațiile (105) și (106) se pot scrie sub forma:

$$\left(\frac{\gamma_b}{\gamma} - m\right) y^2 + \left(2 - \frac{\gamma_b}{\gamma}\right) xy - x^2 - 1 \geqslant 0 \tag{110}$$

$$f\left(\frac{\gamma_b}{\gamma} - m\right) y - fx - 1 \geqslant 0 \tag{111}$$

Inegalitatea (110), provenită din condiția de efort mai mare ca zero la piciorul amonte, este satisfăcută de valori situate deasupra unei hiperbole, iar inegalitatea (111), provenită din condiția de stabilitate la alunecare, este satisfăcută de valorile situate deasupra unei drepte. După cum rezultă din figura 2-99, soluția căreia îi

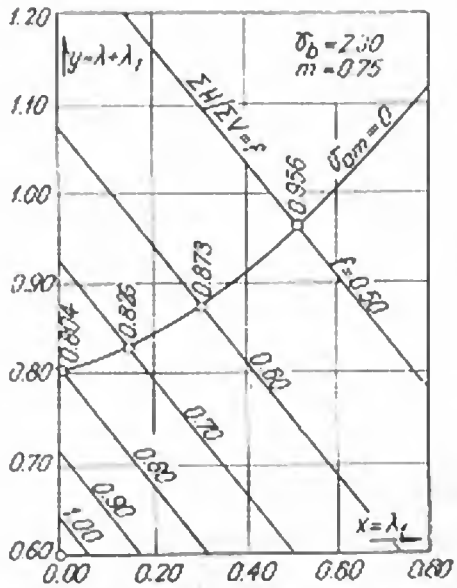


Fig. 2-99. Determinarea profilului optim.

corespunde $(\lambda_1 + \lambda)_{minim}$ se găsește la intersecția dreptei cu hiperbola. Abscisa punctului de intersecție rezultă din ecuația:

$$(1-m)x^2 + \frac{1}{f}\frac{\gamma_b}{\gamma}x - \frac{1}{f^2} + \left(\frac{\gamma_b}{\gamma} - m\right) = 0 \quad (112)$$

identică cu ecuația (109). Examinînd figura 2-99, se constată că:

— în cazul în care coeficientul de frecare f este mai mic decît $\sim 0{,}80$ (situația cea mai frecventă în practică) profilul cu ambele paramente înclinate este mai indicat decît cel cu paramentul amonte vertical, necesitînd volumul minim de beton;

— dacă se impune un profil cu parament amonte vertical ($\lambda_1 = 0$), dimensionează condiția de stabilitate la alunecare cînd $f < 0{,}80$, respectiv condiția de efort nul cînd $f > 0{,}80$;

— dacă se ține seama numai de condiția de efort nul la piciorul amonte, suma $(\lambda_1 - \lambda)$ crește atunci cînd λ_1 crește; profilul cu parament amonte vertical ($\lambda_1 = 0$) este cel mai indicat.

65. Profile triunghiulare solicitate de cutremur

În situația în care un profil triunghiular solicitat de cutremur trebuie să respecte cele două condiții menționate, înclinările paramentelor și deci volumul barajului se modifică [22]. Admițînd că accelerația cutremurului $c = a\,g$ este dirijată din aval spre amonte, un profil triunghiular este solicitat în mod suplimentar de două forțe orizontale (fig. 2-100):

— inerția masei proprii: $C_g = \frac{1}{2} a\gamma_b(\lambda_1 + \lambda) H^2$;

— inerția apei reținute: $C_a = \frac{2}{3} aC_p H^2$.

În aceste condiții ecuațiile criteriale (105) și (106) se pot scrie sub forma [22]:

$$\lambda^2 + \left\{\left[\frac{\gamma}{\gamma'_b}(2-m)+1\right]\lambda_1 - a\frac{\gamma_b}{\gamma'_b}\right\}\lambda - \frac{\gamma}{\gamma'_b}\left[1-\lambda_1^2(1-m)\right] - \frac{a}{\gamma'_b}\left(\frac{8}{5}C_p + \gamma_b\lambda_1\right) = 0 \quad (113)$$

$$\frac{\gamma + \frac{4}{3}aC_p + a\gamma_b(\lambda_1+\lambda)}{\gamma'_b(\lambda_1+\lambda) - \gamma\lambda_1} = f \quad (114)$$

În ecuațiile (113) și (114) s-a notat: $\gamma'_b = \gamma_b - m\gamma$.

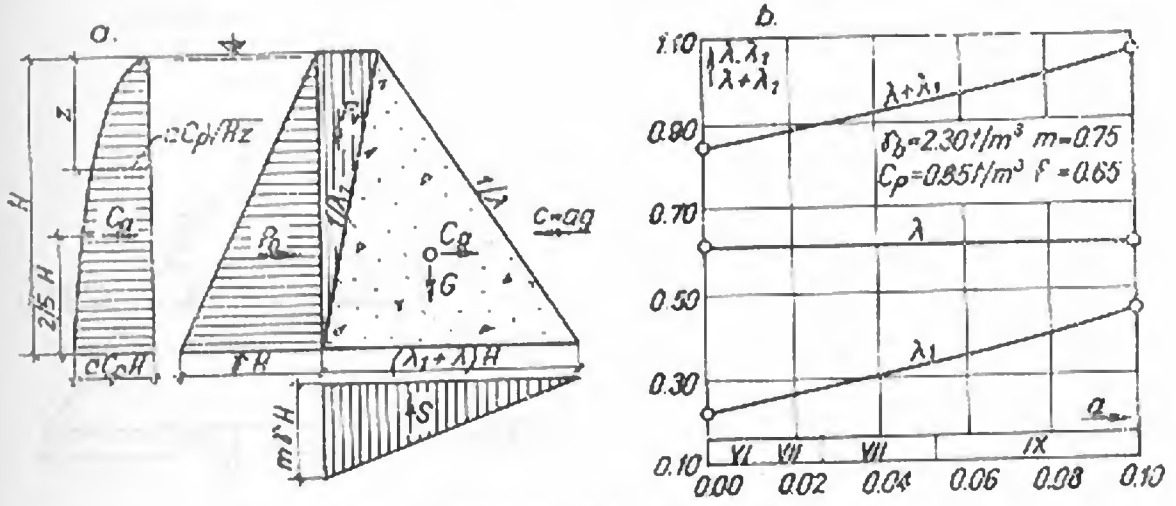


Fig. 2-100. Profil triunghiular solicitat de cutremur:
a — schema solicitărilor; *b* — variația înclinării paramentelor cu intensitatea seismică.

Soluția comună este dată de ecuația în λ_1:

$$\lambda_1^2\{[\gamma^2 f(1-m)-a\gamma\gamma_b](f\gamma_b'-a\gamma_b)-a\gamma^2\gamma_b f\}+$$
$$+\lambda_1\left[\left(\gamma+\frac{4}{3}aC_p\right)(\gamma_b\gamma_b' f-a\gamma_b^2+2a\gamma\gamma_b)-a\gamma\gamma_b f(\gamma_b' f-a\gamma_b)\right]-$$
$$-\left(\gamma+\frac{4}{3}aC_p\right)\left[\gamma_b'\left(\gamma+\frac{4}{3}aC_p\right)-a\gamma_b(\gamma_b' f-a\gamma_b)\right]+$$
$$+\left(\gamma+\frac{8}{5}aC_p\right)(\gamma_b' f-a\gamma_b)^2=0 \qquad (115)$$

Din ecuația (115) se determină λ_1 după care, din ecuația (114) se determină valoarea înclinării paramentului aval λ. De remarcat că, pentru $a=0$ în ecuațiile (113) și (114), se regăsesc relațiile de dimensionare corespunzătoare încărcărilor normale, (107) și (108). În figura 2-100, *b* sînt reprezentate rezultatele unor calcule [22], care indică modul în care variază înclinările paramentelor cu intensitatea și gradul cutremurului. Se constată că:

— față de un profil dimensionat la sarcini normale ($a=0$), un profil dimensionat la cutremur necesită o bază de lățime mai mare și deci un volum sporit de beton; în cazul unui cutremur de gradul IX ($a=0{,}10$) spre exemplu, creșterea procentuală a volumului este de 24,69%;

— în timp ce înclinarea paramentului aval variază în limite foarte strînse, înclinarea paramentului amonte variază în mai mare măsură cu intensitatea cutremurului; rezultă că în mod practic, un profil triunghiular se acomodează cu intensitatea cutremurului prin variația pantei paramentului amonte.

66. Profile cu parament amonte vertical

După cum s-a arătat mai înainte, aplicarea profilelor drepte, cu paramentul amonte vertical (fig. 2-101, *a*), este rațională în cazurile în care terenul de fundație este foarte rezistent și capabil de a realiza coeficienți de frecare ridicați.

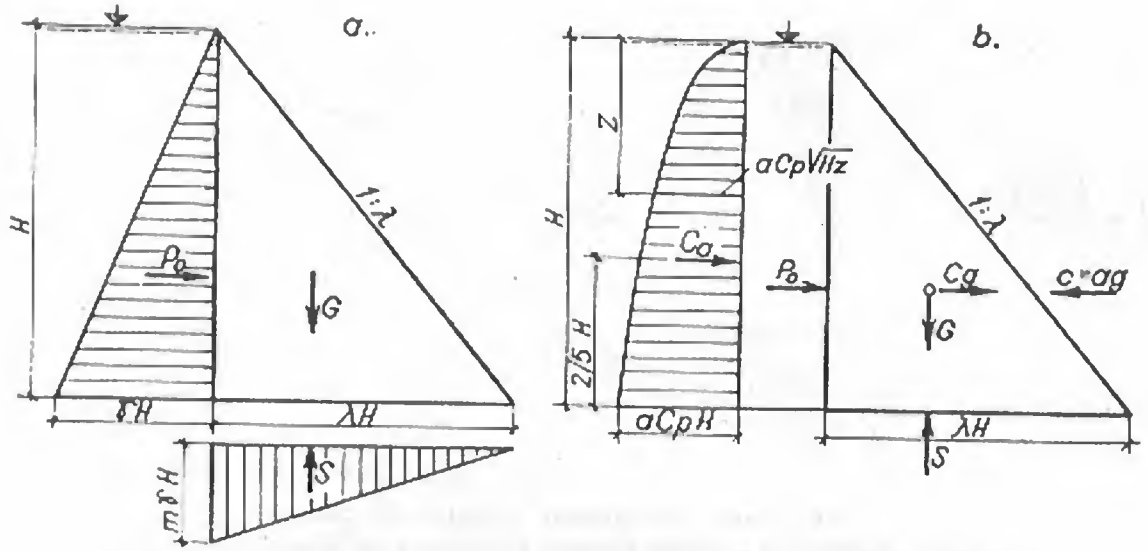


Fig. 2-101. Forțele care acționează asupra unui profil drept:
a — cu încărcări normale; *b* — cu încărcări suplimentare date de cutremur.

Pentru determinarea pantei paramentului aval (λ) se dispune de două condiții [22]:

— efort nul la piciorul amonte, condiție care se deduce din ecuația (107) pentru $\lambda_1 = 0$:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_b - m\gamma}} = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_b'}}; \tag{116}$$

— stabilitate la alunecare pe talpa de fundație, condiție care se deduce din ecuația (108) în același mod:

$$\lambda = \frac{1}{f}\frac{\gamma}{\gamma_b - m\gamma} = \frac{\gamma}{f\gamma_b'}. \tag{117}$$

Practic alegerea se face ținînd seama de valoarea coeficientului de frecare, luînd înclinarea cea mai mare care rezultă din cele două condiții.

În cazul solicitărilor suplimentare provocate de cutremur (fig. 2-101, *b*), formulele provenind din cele două condiții iau respectiv formele [22]:

$$\lambda = \frac{a}{2}\frac{\gamma_b}{\gamma_b'} + \sqrt{\left(\frac{a\gamma_b}{2\gamma_b'}\right)^2 + \frac{\gamma + 1{,}60\,aC_p}{\gamma_b'}}; \tag{118}$$

$$\lambda = \frac{\gamma - \frac{4}{3}aC_p}{f\gamma_b' - a\gamma_b}. \tag{119}$$

Pentru suprapresiunea apei provocată de cutremur s-a admis distribuția parabolică, iar notațiile sînt cele cunoscute.

Se observă, că pentru $a = 0$ în relațiile (118) și (119), se obțin formulele (116) și (117) deduse anterior. Alegerea profilului se face în același mod.

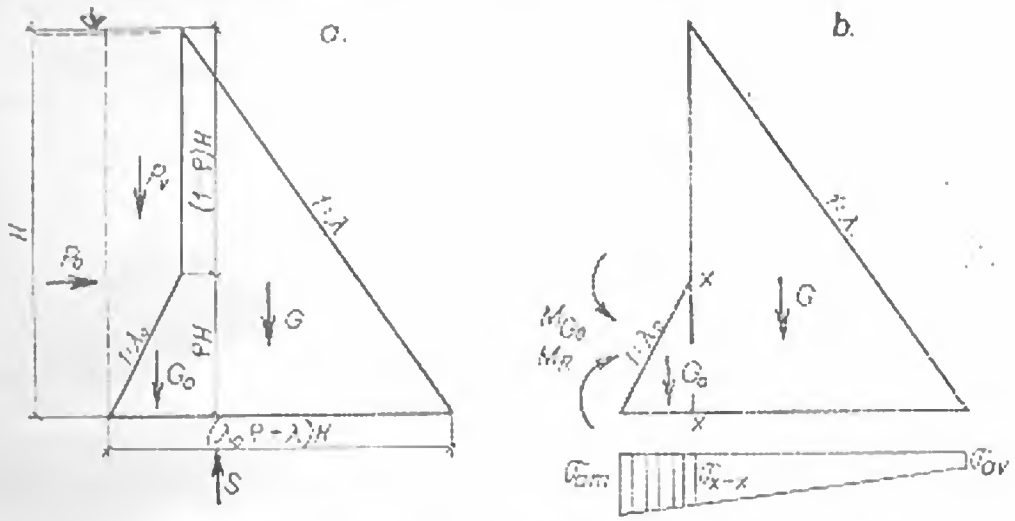


Fig. 2-102. Forțele care acționează asupra unui profil frînt:
a — la lac plin; *b* — la lac gol.

67. Profile cu parament amonte frînt

Pentru dimensionarea profilelor cu paramentul amonte frînt [22] (fig. 2-102) este necesară determinarea a trei valori: λ, λ_0 și ρ. Două dintre condițiile impuse sînt criteriile clasice de dimensionare, admise și pentru celelalte profile.

Cu notațiile din figura 2-102 acestea capătă formele:

— condiția de efort amonte nul:

$$\lambda^2 - (\gamma_b + 2m\gamma + 2\gamma\rho - 2\gamma_b\rho - 4\gamma)\frac{\rho\lambda_0\lambda}{\gamma_b'} + \frac{\gamma}{\gamma_b'}[(1-m)\rho^2\lambda_0^2 - 1] = 0; \quad (120)$$

— condiția de stabilitate la alunecare:

$$\lambda = \frac{1}{\gamma_b'}\left[\frac{\gamma}{f} - \lambda_0\rho(\gamma_b\rho - m\gamma + 2\gamma - \gamma\rho)\right]. \quad (121)$$

Făcînd aceleași observații ca mai sus, se constată că din relațiile (120) și (121) pentru $\rho = 1$ se regăsesc ecuațiile profilelor triunghiulare (107) și (108), iar pentru $\rho = 0$ se regăsesc ecuațiile profilelor cu parament amonte vertical (116) și (117).

Prin eliminarea lui λ între ecuațiile (120) și (121) rezultă:

$$\frac{\rho^2}{4}[(\gamma_b + 2m\gamma + 2\gamma\rho - 2\gamma_b\rho - 4\gamma)^2 - 4\gamma\gamma_b'(1-m) - \gamma_b^2]\lambda_0^2 +$$

$$+ \frac{\gamma}{f}\rho\gamma_b\lambda_0 - \frac{\gamma^2}{f^2} + \gamma\gamma_b' = 0. \quad (122)$$

În diagrama din figura 2-103, *a* sînt reprezentate valorile lui λ funcție de ρ și λ_0 după cum rezultă din ecuația (120), iar în diagrama din figura 2-103, *b*, valorile lui λ_0 pentru diverse valori ale lui ρ și m, corespunzător ecuației (122).

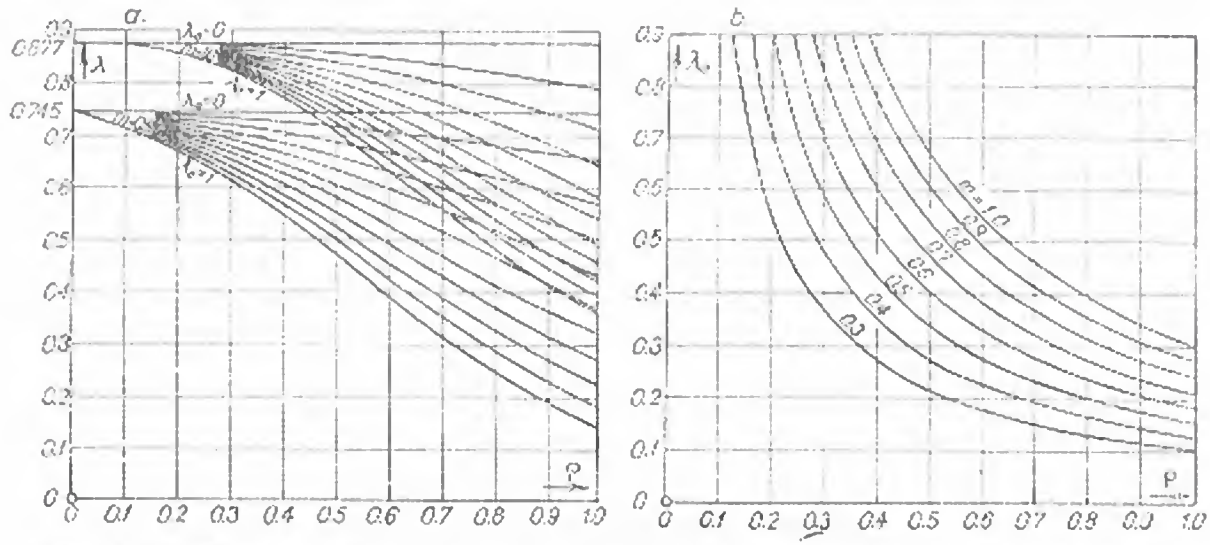


Fig. 2-103. Diagrame ajutătoare pentru dimensionarea barajelor cu parament amonte frînt: *a* — valori λ din relația (120); *b* — valori λ_0 din relația (122).

Pentru o a treia relație între cele trei necunoscute, se pune condiția ca, în ipoteza lacului gol, tensiunile din secțiunea $x - x$ (fig. 2-102, *b*) să nu depășească o anumită valoare considerată admisibilă σ_{ta} (t/m²). Dacă se notează cu M_R momentul dat de reacțiunile terenului din porțiunea ranforsei (diagrama de eforturi în fundație corespunzătoare acțiunii lui $G + G_0$) și cu M_{G_0} momentul greutății proprii G_0, condiția se scrie:

$$\frac{M_R - M_{G_0}}{\frac{1}{6}\rho^2 H^2} \leqslant \sigma_{ta}. \tag{123}$$

Ținînd seama de notațiile din figură, după înlocuirea expresiilor momentelor rezultă:

$$\frac{\lambda^2 \lambda^2 \gamma_b H}{(\lambda_0 + \lambda_0 \rho)^3} (3\lambda - \rho H + 3\lambda_0 \rho^2 - \lambda_0 \rho) \leqslant \sigma_{ta}. \tag{124}$$

Deoarece ecuațiile care conțin cele trei necunoscute λ, λ_0 și ρ nu se pot explicita ușor, profilul cu parament amonte frînt se dimensionează prin încercări: se admite pentru ρ o anumită valoare, se calculează λ_0 după ecuația (122) sau din diagrama 2-103, *b* și apoi λ corespunzător după formula (120) sau (121); înlocuind cele trei valori în inegalitatea (124), se verifică dacă s-a atins sau nu efortul de tensiune admisibil.

Dintr-o serie de calcule numerice [22] rezultă că profilele astfel dimensionate sînt solicitate de tensiuni pe porțiunea verticală a paramentului amonte. Spre deosebire de eforturile de tensiune din secțiunea $x - x$, aceste eforturi nu sînt admisibile. Pentru a le evita, la dimensionare se poate înlocui condiția (120) cu (116), păstrînd însă relațiile (121) și (124).

68. Profile cu parament amonte negativ

Profilele cu parament amonte negativ (fig. 2-104) asigură o precomprimare a piciorului amonte prin suspendarea unei părți importante din masa de beton [23]. Această dispoziție a fost aplicată la cîteva baraje de greutate în arc și la barajul de greutate *Grande Dixence*. Aceste profile sînt solicitate de eforturi de tensiune la piciorul aval, în ipoteza lacului gol. Acest fenomen se produce însă destul de rar în cazul barajelor de acumulare pentru amenajări hidroelectrice, unde nivelul lacului nu scade în mod obișnuit sub cota minimă de exploatare. Ținînd seama de acest fapt, se poate considera drept normală situația cu lacul parțial plin la cota minimă de exploatare și drept excepțională situația cu lacul complet gol.

Admițînd ca punct de frîngere al paramentului amonte cota minimă de exploatare, cunoscută la o amenajare dată (ρH), pentru dimensionare trebuie determinate pantele λ_0 și λ.

Se admit drept criterii de dimensionare condiția clasică de efort vertical nul la piciorul amonte, în ipoteza lacului plin, și condiția de efort vertical nul la piciorul aval, în ipoteza lacului parțial plin [23]. Pentru a aprecia comportarea profilului astfel dimensionat se verifică apoi:

— mărimea coeficientului de alunecare al barajului $\sum H / \sum V$ în ipoteza lacului plin, față de coeficientul de frecare statică beton-rocă f;

— valoarea eforturilor de tensiune, care apar la piciorul aval, în ipoteza lacului gol.

Cu notațiile din figura 2-104 se deduc expresiile solicitărilor și eforturilor din suprafața de fundație. Condițiile enunțate se transcriu sub forma:

— efort vertical nul la piciorul amonte, în cazul lacului plin:

$$\gamma_0 \lambda^2 - \gamma + [\gamma_b - 2\gamma(2 - m) - 2(\gamma_b - \gamma)\rho]\rho\lambda\lambda_0 + \gamma(1-m)\rho^2\lambda_0^2 = 0; \quad (125)$$

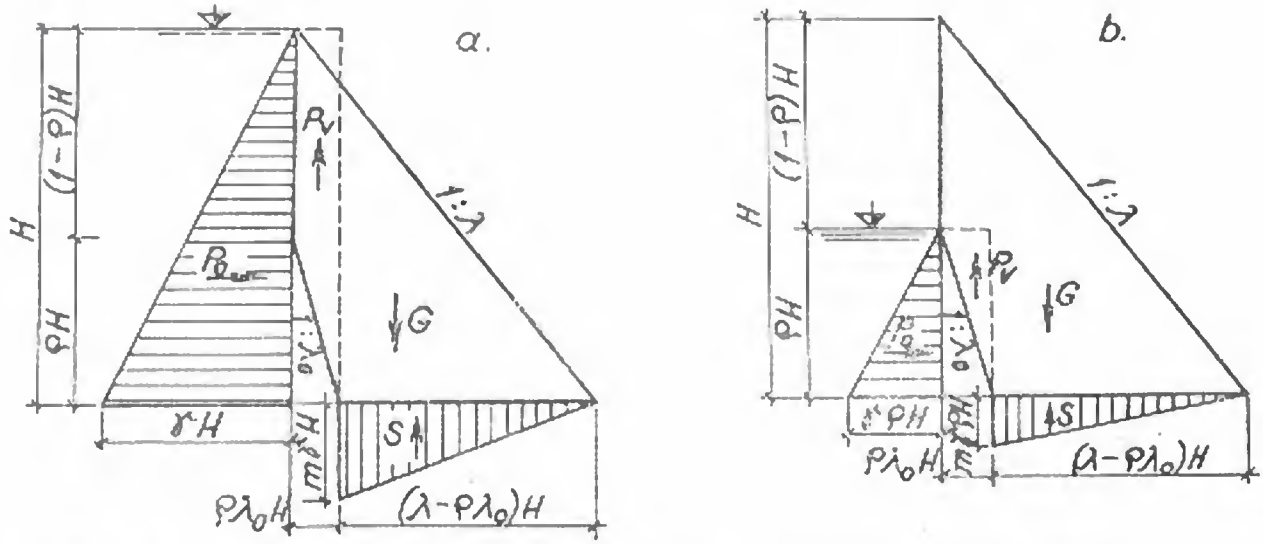


Fig. 2-104. Forțele care acționează asupra unui profil cu parament amonte negativ:
a — la lac plin; *b* — la nivel minim de exploatare.

— efort vertical nul la piciorul aval, în cazul cînd cota apei este la ρH:

$$\gamma\rho^2 - [2\gamma_b - (\gamma_b + \gamma)\,\rho]\,\lambda\lambda_0 + \gamma_b\rho^2\lambda_0^2 = 0. \tag{126}$$

Soluția sistemului (125), (126) este dată de o ecuație bipătrată ușor de explicitat; se găsesc imediat înclinările paramentelor λ și λ_0.

Variația pantelor λ și λ_0 cu parametrii m și ρ este prezentată în figura 2-105. Se constată că, pentru valori ale înălțimii relative ρ mai mici ca 0,30, paramentul negativ λ_0 se depărtează puțin de verticală, iar paramentul aval λ este practic identic cu cel necesar pentru profilele cu parament amonte vertical. O variație mai mare a înclinării paramentelor are loc pentru $\rho > 0{,}30$. Subpresiunile influențează în mai mare măsură panta paramentului aval λ, care crește odată cu coeficientul de reducere m.

Coeficientul de alunecare al barajului la lac plin, care urmează a fi verificat, are expresia:

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{\gamma\rho^2}{(\gamma_b - m\gamma\rho)\,\lambda - (\gamma_b' + \gamma)\,\rho^2\lambda_0^2}, \tag{127}$$

iar efortul din greutatea proprie la piciorul aval în ipoteza lacului gol:

$$\sigma_{zz} = \frac{(2-\rho)\,\lambda\rho\lambda_0 - \rho^2\lambda_0^2}{(\lambda - \rho\lambda_0)^3}\,\gamma_b H. \tag{128}$$

Pe baza unor calcule numerice [23] a rezultat că:

— coeficienții de alunecare au valori mari în toate cazurile, depășind coeficienții de frecare statică f care se admit în mod obișnuit. Ei cresc cu înălțimea relativă ρ și cu coeficientul de reducere al subpresiunilor m. La valori ale lui f sub 0,75 nu există soluții care să respecte cele trei condiții (125), (126) și (127);

— eforturile verticale σ_{zz} de la lac gol sînt tensiuni; pentru $\rho > 0{,}30$ aceste tensiuni iau valori importante, greu de admis în suprafața de fundație a unui baraj de greutate.

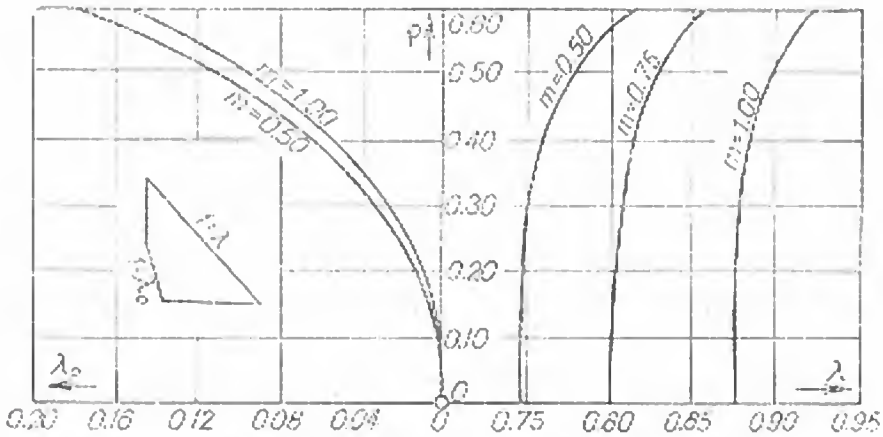


Fig. 2-105. Variația pantelor λ_0 și λ cu coeficienții m și ρ.

§ 14. DIMENSIONAREA BARAJELOR FLUVIALE

69. Generalităţi

După cum s-a arătat, în cazul barajelor fluviale dispoziţia generală a secţiunii se schimbă din cauza profilării paramentului aval, în vederea evacuării debitelor mari şi a prezenţei stavilelor la coronament. Secţiunea lor transversală poate fi echivalată cu una trapezoidală (fig. 2-106). Dacă în cazul unui baraj obişnuit profilul trapezoidal nu este indicat, din cauza sporului de volum pe care îl reclamă faţă de profilul triunghiular, în cazul unui baraj deversant el este raţional, asigurînd grosimea la creastă pe care se înscrie forma deversantă. În studiul static apar însă doi parametri noi: supraînălţarea nivelului apei din amonte peste coronament (δH) şi înecarea din aval (βH).

70. Criterii de dimensionare

Se admit şi în acest caz criteriile clasice cunoscute:

— efortul normal vertical de la piciorul amonte să fie mai mare sau la limită egal cu zero; în ipoteza repartiţiei liniare a eforturilor aceasta se exprimă prin relaţia (105);

— stabilitatea la alunecare să fie asigurată pe talpa de fundaţie; condiţia se exprimă prin relaţia (106).

Ţinînd seama de parametrii specifici profilului analizat se mai admite că (fig. 2-106):

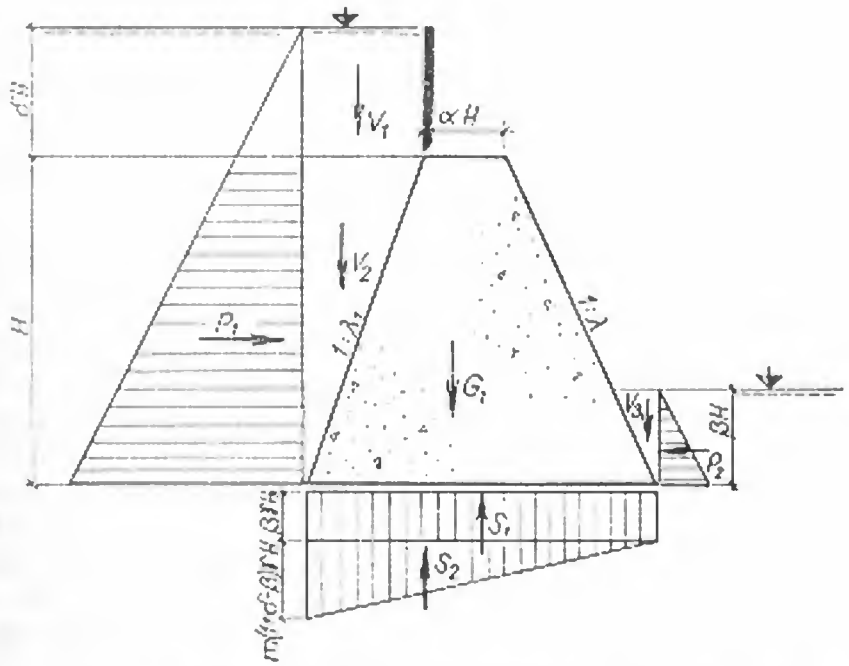


Fig. 2-106. Forţele care acţionează asupra unui baraj fluvial.

— grosimea relativă la coronament (αH) rezultă din condiția de înscriere a profilului deversorului și valoarea ei se ia ca atare;

— stavilele de pe coronament sînt închise și în consecință se neglijează încărcarea favorabilă pe care ar exercita-o lama deversantă;

— pentru supraînălțare (δH) se ia valoarea maximă realizabilă, deoarece apariția tensiunilor în amonte și mărimea coeficientului de alunecare sînt direct legate de ridicarea nivelului în amonte [24];

— asupra înecării din aval (βH) nu se pot face precizări pentru dimensionare, existînd o zonă de niveluri diferite de cele maxime sau minime, care conduc la situațiile cele mai defavorabile pentru una sau alta din condițiile de dimensionare (105) și (106).

71. Relații de calcul

În conformitate cu figura 2-106, *R. Prișcu și C. Iamandi* [24] consideră ca încărcări normale care acționează asupra profilului presiunea orizontală și verticală a apei, în aval și în amonte. Pentru subpresiuni s-a admis că diagrama solicitării este formată dintr-o sarcină constantă pe talpa barajului, egală cu coloana de apă din aval $\beta\gamma H$, și o sarcină variind liniar de la valoarea $m\ (1 + \delta - \beta)\gamma H$ la piciorul amonte, spre zero la piciorul aval. Ținînd seama de aceste încărcări s-au scris ecuațiile (105) și (106) sub forma:

$$A(\lambda_1 + \lambda)^2 + \beta\lambda_1(\lambda_1 + \lambda) + C\lambda_1^2 + D(\lambda_1 + \lambda) + E\lambda_1 + F \geqslant 0 \qquad (129)$$

unde:

$$k = \frac{1}{\gamma}(\gamma_b - m\gamma)$$

$$A = k - m\delta + m\beta - \beta - \beta^2 + \beta^3$$

$$B = 4\delta + 2 - m - k + \beta^2 - 2\beta^3$$

$$C = \beta^3 - 3\delta - 1$$

$$D = 3\alpha k + m\alpha - \alpha\beta^2 - 2m\alpha\beta - 2\alpha\beta - 2m\alpha\delta$$

$$E = 2\alpha - 3\alpha k - 3m\alpha + 4\alpha\delta + \alpha\beta^2$$

$$F = k\alpha^2 - 3\delta - 1 - m\delta\alpha^2 - \alpha^2\beta + m\alpha^2\beta + \beta^3$$

și:

$$G(\lambda_1 + \lambda) + L\lambda_1 + I \geqslant 0 \qquad (130)$$

unde:

$$G = k + m(\beta - \delta) - 2\beta + \beta^2$$

$$L = 2\delta + 1 - \beta^2$$

$$I = \alpha[2k - 2\beta + m(1 + \beta - \delta)] - (1 - \beta^2 + 2\delta)f.$$

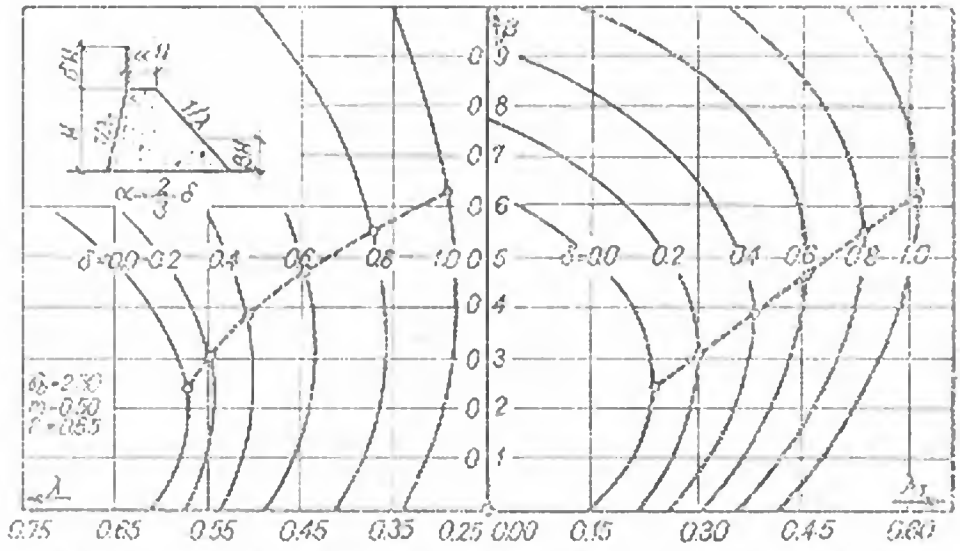


Fig. 2-107. Variația înclinării paramentelor cu coeficienții β și δ.

Pentru a avea o imagine a modului în care variază înclinările paramentelor față de verticală, s-au efectuat o serie de calcule numerice rezolvînd sistemul (129) și (130).

Pentru grosimea relativă s-a admis $\alpha = 2/3\delta$, iar β și δ s-au ales ca parametri. Rezultatele obținute, prezentate în figura 2-107, conduc la următoarele concluzii:

— pentru un nivel dat în aval βH, λ_1 rezultă cu atît mai mare cu cît supraînălțarea δH este mai mare;

— pentru o supraînălțare dată în amonte δH, există un anumit nivel în aval βH pentru care λ_1 are valoarea maximă; pentru diferiți δ, valorile lui β pentru λ_1 maxim sînt cuprinse între 0,25 (pentru $\delta = 0$) și 0,60 (pentru $\delta = 1$).

Calculînd volumele specifice $2W/H^2 = \lambda_1 + \lambda - 2\alpha$, corespunzătoare valorilor din figura 2-107 și reprezentîndu-le în figura 2-108, se constată că:

— pentru un nivel dat în aval βH, volumul barajului rezultă cu atît mai mare cu cît supraînălțarea din amonte δH este mai mare;

— pentru o supraînălțare dată în amonte δH, există un nivel în aval βH pentru care volumul barajului este maxim; pentru diferiți δ, zona respectivă este cuprinsă între $0{,}25H$ (pentru $\delta = 0$) și $0{,}60\ H$ (pentru $\delta = 1$);

— cu bună aproximație se poate considera că nivelurile βH care conduc la valori maxime pentru λ_1 sînt identice cu cele care necesită maximum de volum.

Față de cele de mai sus se consideră [24] că un baraj fluvial se poate dimensiona admițînd nivelul maxim în amonte și determinînd nivelul

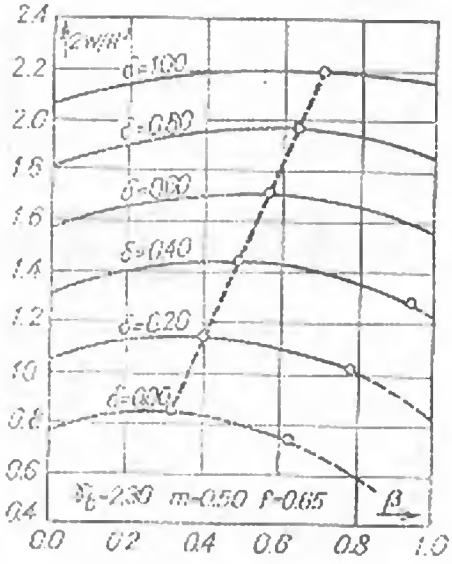


Fig. 2-108. Variația volumelor specifice cu coeficienții β și δ.

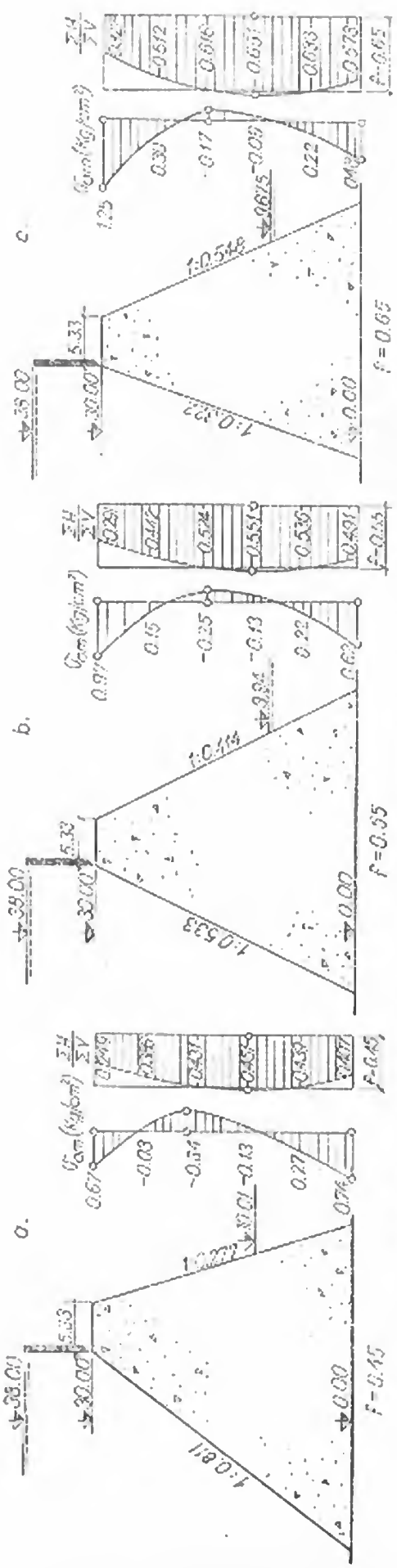


Fig. 2-109. Variația efortului vertical amonte σ_{gm} și a coeficientului de alunecare $\sum H/\sum V$ cu nivelul aval, în cazul profilelor dimensionate pe criteriul volumului maxim.

din aval βH care conduce la λ_1, respectiv la volumul de beton, maxim.

Pentru a vedea dacă un profil astfel dimensionat se comportă bine la toată gama de niveluri din exploatare, s-au efectuat o serie de calcule de verificare. În figura 2-109 se prezintă variația efortului vertical la piciorul amonte (σ_{gm}) și a coeficientului de alunecare ($\sum H/\sum V$), în funcție de nivelul de înecare din aval, în cazul a trei profile astfel dimensionate.

Se constată că tensiunile care apar ating valori între $-0{,}34$ și $-0{,}17$ kg/cm^2, iar coeficienții de alunecare depășesc coeficienții de frecare impuși, cu procente variind între 0,11 și 0,17%. Aceste abateri pot fi apreciate fără importanță pentru comportarea unui baraj. Considerînd însă că profilul trebuie să respecte cu stricteță condițiile de dimensionare, se dezvoltă în continuare o metodă corespunzătoare de alegere a profilelor.

72. Alegerea profilului optim

R. Prișcu, A. Popovici și D. Stematiu reiau problema [25] în ideea că dimensionarea barajului este corectă cînd condițiile exprimate prin inegalitățile (129) și (130) sînt îndeplinite pentru orice nivel în aval.

Dacă nivelul aval este dat și se notează $\lambda_1 = x$ și $\lambda_1 + \lambda = y$, inegalitatea (129) este satisfăcută de valorile situate deasupra unei hiperbole. Cînd nivelul aval variază, poziția acestei hiperbole variază și ea formînd un fasicicul de hiperbole. Domeniul care satisface toate inegalitățile de tip (129) va fi definit de un contur format din segmentele de hiperbole care asigură la un anumit x valoarea maximă pentru y (fig. 2-110).

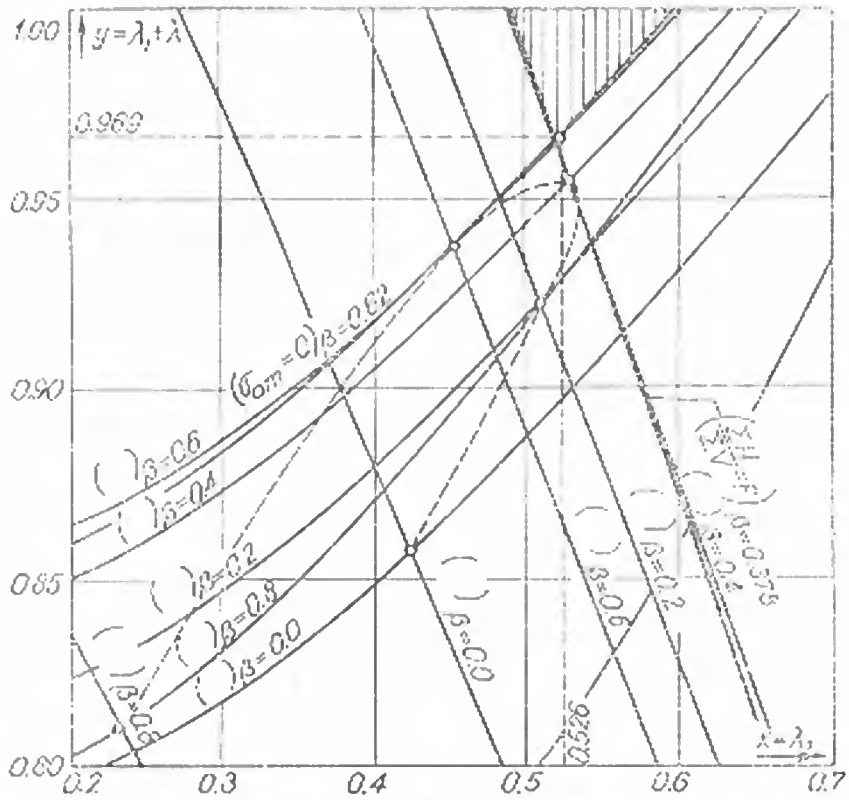


Fig. 2-110. Alegerea profilului pe cale grafică, prin reprezentarea condiţiilor $(\sigma_{om} = 0)$ β_i şi $(\Sigma H:\Sigma V)\beta_i = f$.

În mod asemănător inegalitatea (130) este satisfăcută, pentru un anumit nivel aval, de valorile situate deasupra unei drepte. La variaţia nivelului aval poziţia dreptei variază şi ea, generînd un fascicul de drepte. Domeniul care satisface toate inegalităţile de tip (130) este limitat de segmentele de drepte care la un anumit x au valoarea maximă a lui y (fig. 2-110).

Profilul optim este definit de punctul de intersecţie al celor două contururi, deoarece acest punct aparţine la limită ambelor domenii de existenţă ale inegalităţilor (129) şi (130). În acelaşi timp această soluţie conduce la volumul minim de beton ($\lambda_1 + \lambda = minim$). Dimensionarea va consta deci din reprezentarea grafică a inegalităţilor (129) şi (130) pentru diverse niveluri aval şi determinarea intersecţiei de ordonată maximă dintre hiperbole şi drepte. Coordonatele acestei intersecţii reprezintă tocmai înclinarea paramentului amonte λ_1 şi suma $\lambda_1 + \lambda$.

73. Relaţii de calcul

Ecuaţia de dimensionare se găseşte pornind de la cele arătate anterior, prin exprimarea analitică a contururilor ce delimitează domeniile de existenţă ale inegalităţilor de condiţie şi prin intersectarea lor [25].

Fasciculul de hiperbole exprimat de ecuaţia (129), cu β ca parametru, se intersectează şi admite o înfăşurătoare care delimitează tocmai domeniul de existenţă

al condiției de efort nul la piciorul amonte. Ecuația înfășurătorii este un polinom de gradul opt în $x = \lambda_2$ și $y = \lambda_1 + \lambda$ (fig. 2-111, *a*):

$$P_8(x, y) = 0. \tag{131}$$

În mod asemănător, fasciculul de drepte exprimat de ecuația (130) se intersectează și admite o înfășurătoare care delimitează domeniul de existență al condiției de stabilitate la alunecare (fig. 2-111, *b*). Înfășurătoarea, definită sub formă parametrică, este:

$$\begin{aligned} x = \lambda_2 &= \frac{a_2 t^2 + b_2 t + c_2}{a_3 t^2 + b_3 t + c_3}; \\ y = \lambda_1 + \lambda &= \frac{a_2' t^2 + b_2' t + c_2'}{a_3' t^2 + b_3' t + c_3'}, \end{aligned} \tag{132}$$

unde s-a notat $t = \beta$ = parametru independent.

Intersecția celor două înfășurători corespunde soluției optime căutate (fig. 2-111, *c*). Rezolvarea sistemului format de ecuațiile înfășurătorilor (131) și (132) conduce la ecuația de dimensionare:

$$\sum_{i=0}^{i=16} C_i t^i = 0 \tag{133}$$

adică la un polinom de gradul 16 în t. Valoarea lui t fiind determinată, înclinările paramentelor rezultă din ecuațiile (132).

Relațiile de dimensionare obținute s-au aplicat la alegerea profilelor barajului fluvial analizat anterior. Din calculele numerice efectuate a rezultat o reducere însemnată a înclinării paramentului amonte (λ_1) și o mărire cu 2 ... 2,5% a sumei ($\lambda_1 + \lambda$) și deci a volumului de beton.

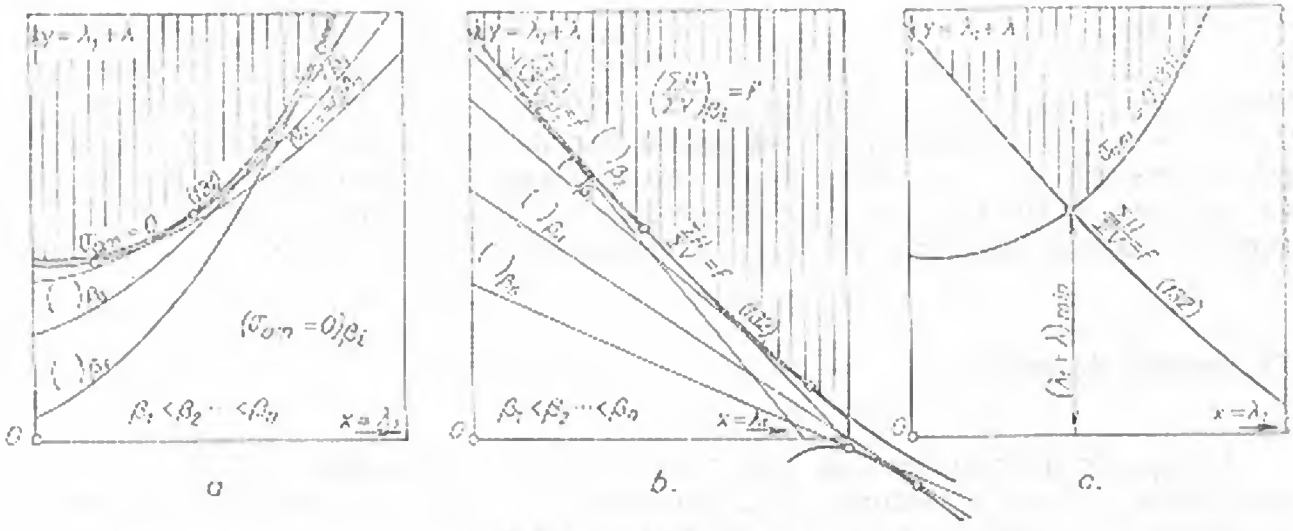


Fig. 2-111. Rezolvarea analitică:
a — înfășurătoarea curbelor $(\sigma_{a,n} = 0)_{\beta_i}$; *b* — înfășurătoarea dreptelor $(\Sigma H/\Sigma V)_{\beta_i} = f_i$; *c* — determinarea soluției optime prin intersecția înfășurătorilor.

§ 15. OPTIMIZAREA PROFILELOR

74. Generalități

În paragrafele precedente s-a prezentat dimensionarea profilelor barajelor de greutate cu paramentul amonte vertical sau înclinat. A rezultat că înclinarea paramentului amonte aduce o creștere a stabilității, prin prismul de apă amonte purtat și că economicitatea unei astfel de soluții este cu atît mai mare cu cît coeficientul de frecare beton-rocă este mai redus. Profilul cu parament amonte vertical apare în consecință ca un caz particular pentru situațiile în care coeficienții de frecare f sînt mai mari ca 0,8. În paragraful referitor la stabilitatea la alunecare s-a arătat de asemenea că înclinarea spre amonte a tălpii de fundație aduce o creștere a stabilității, foarte indicată în special în cazul terenurilor mai slabe. Pornind de la aceste constatări, se analizează mai departe, într-o primă etapă, un profil mai general, avînd atît paramentele cît și talpa de fundație înclinate.

Tot din paragrafele referitoare la dimensionare se constată că forma profilului este direct influențată de cei doi parametri care caracterizează terenul de fundație — coeficientul de frecare statică f și coeficientul subpresiunilor m. În cazul profilelor triunghiulare, condițiile de dimensionare puse în secțiunea de fundație sînt îndeplinite în orice altă secțiune orizontală a profilului, datorită liniarității solicitărilor, care presupune printre altele constanța pe înălțime a celor doi coeficienți (fig. 2-116, *a*).

În realitate, condițiile de frecare statică din suprafața de fundație diferă față de cele din corpul barajului, după cum chiar acestea din urmă variază cu înălțimea. O modificare asemănătoare o are și coeficientul de subpresiune, datorită faptului că măsurile constructive de etanșare și drenare sînt mai eficiente în corpul barajului decît în suprafața de fundație. Considerînd o variație a acestor parametri într-o a doua etapă, profilele raționale care rezultă au paramentele curbe.

75. Criterii de dimensionare pentru profilul triunghiular general

R. Prișcu și A. Poporici arată [26] că pentru determinarea celor trei parametri λ, λ_1 și ε (fig. 2-112) sînt necesare trei ecuații. Primele două rezultă scriind condițiile clasice de stabilitate la alunecare și de efort normal nul la piciorul amonte:

$$\frac{\Sigma T(\lambda, \varepsilon, \lambda_1)}{\Sigma N(\lambda, \varepsilon, \lambda_1)} = f; \tag{134}$$

$$\sigma_{am}(\lambda, \varepsilon, \lambda_1) = \frac{\Sigma N}{A} + \frac{\Sigma M}{W} = 0. \tag{135}$$

A treia condiție impune ca volumul specific de beton al profilului să fie minim:

$$V(\lambda, \varepsilon, \lambda_1) = V_{minim}. \tag{136}$$

Dacă din ecuația (134) se explicitează λ sub forma:

$$\lambda = F(\varepsilon, \lambda_1) \tag{137}$$

și se înlocuiește în ecuațiile (135) și (136) se obține:

$$\psi(\varepsilon, \lambda_1) = 0 \tag{135'}$$

$$\varphi(\varepsilon, \lambda_1) = \varphi_{minim}. \tag{136'}$$

Cum λ_1 sau λ nu se pot explicita din ecuațiile (135') și (136'), soluția sistemului obținut se găsește căutînd extremele funcției de legătură. Dacă se formează ecuația:

$$\xi(\varepsilon, \lambda_1) = \varphi(\varepsilon, \lambda_1) + K\psi(\varepsilon, \lambda_1), \tag{137}$$

problema se reduce la un sistem mai simplu:

$$\begin{gathered} \psi(\varepsilon, \lambda_1) = 0; \\ \frac{\partial \xi}{\partial \lambda_1} = 0; \\ \frac{\partial \xi}{\partial \varepsilon} = 0, \end{gathered} \tag{138}$$

din care rezultă necunoscutele K, ε și λ_1. Operînd derivatele și înlocuind pe K, rezultă în final ecuațiile:

$$\psi(\varepsilon, \lambda_1) = 0; \tag{139}$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial \varepsilon} \frac{\partial \psi}{\partial \lambda_1} - \frac{\partial \varphi}{\partial \lambda_1} \frac{\lambda \psi}{\partial \varepsilon} = 0. \tag{140}$$

Rezolvînd sistemul (139), (140) se obțin λ_1 și ε, iar a treia necunoscută λ se poate determina din (134).

76. Relații de calcul

Pentru determinarea relațiilor caracteristice referitoare la profilul studiat se iau în considerație sarcinile (fig. 2-112) din greutatea proprie G, presiunea hidrostatică P și subpresiunea S (cu variație liniară între amonte și aval).

Explicitînd forțele și momentele și făcînd toate înlocuirile rezultă:

— condiția de stabilitate la alunecare:

$$\frac{(\varepsilon - \lambda_1)[\gamma(\varepsilon + \lambda) - \gamma_b(\lambda_1 + \lambda)]}{\gamma(\varepsilon + \lambda)(1 + \varepsilon\lambda_1) + \gamma_b(\lambda_1 + \lambda)(\varepsilon - \lambda_1)\varepsilon - m\gamma(\lambda_1 + \lambda)(1 + \varepsilon^2)} = f; \tag{141}$$

— condiția de efort vertical amonte nul:

$$\begin{aligned} &(\varepsilon + \lambda)(\lambda_1 + \lambda)[\gamma(\lambda + \varepsilon)(1 + \varepsilon\lambda_1) + \gamma_b(\lambda_1 + \lambda)(\varepsilon - \lambda_1)\varepsilon - \\ &- m\gamma(\lambda_1 + \lambda)(1 + \varepsilon^2)] + \gamma_b[\varepsilon^2(\lambda_1 + \lambda)^3 + \lambda(\varepsilon - \lambda_1)^2(3\varepsilon\lambda_1 + \varepsilon\lambda + 2\lambda\lambda_1) - \\ &- \lambda_1(\varepsilon + \lambda)^2(3\varepsilon\lambda - 2\lambda\lambda_1 + \varepsilon\lambda_1)] - m\gamma(\varepsilon + \lambda)(\lambda_1 + \lambda)^2(1 + \varepsilon^2) - \\ &- \gamma(\varepsilon + \lambda)^2[2(\varepsilon + \lambda)(1 + \lambda_1^2) - 3(\lambda_1 + \lambda)(1 + \varepsilon\lambda_1)] = 0; \end{aligned} \tag{142}$$

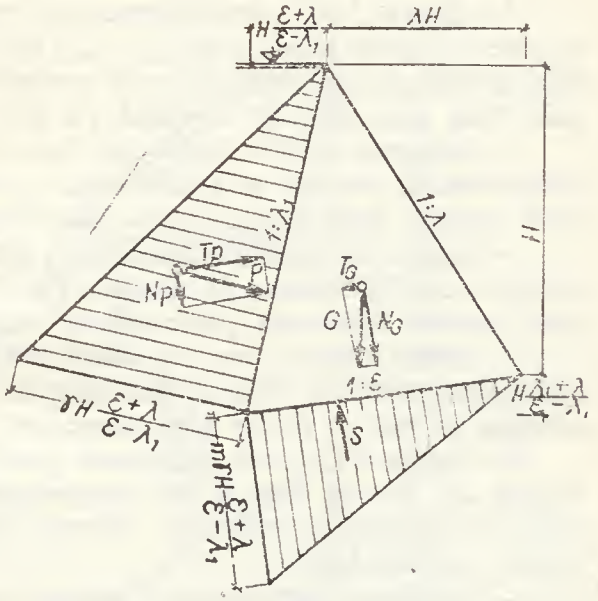


Fig. 2-112. Forțele care acționează asupra unui profil cu paramente și fundație înclinate.

— condiția de volum minim:

$$V(\lambda, \varepsilon, \lambda_1) = \frac{H^2}{2} \frac{(\lambda_1 + \lambda)(\lambda + \varepsilon)}{\varepsilon - \lambda_1} = V_{minim}. \qquad (143)$$

Urmînd procedeul de calcul prezentat, se obțin ecuațiile de dimensionare de tipul (139) și (140) care sînt niște polinoame de grad superior în λ_1 și ε (puterea maximă la care intervine ε este 18, iar pentru λ_1 este 14). Acest sistem se poate rezolva numai grafic.

Un procedeu expeditiv de rezolvare se bazează pe încercări succesive. Se propune o valoare pentru λ_1, se găsesc din sistemul (141) și (142) valorile lui λ și ε și se calculează apoi volumul profilului cu relația (143). Reprezentînd grafic volumele astfel calculate se găsește poziția de minim, care reprezintă soluția căutată.

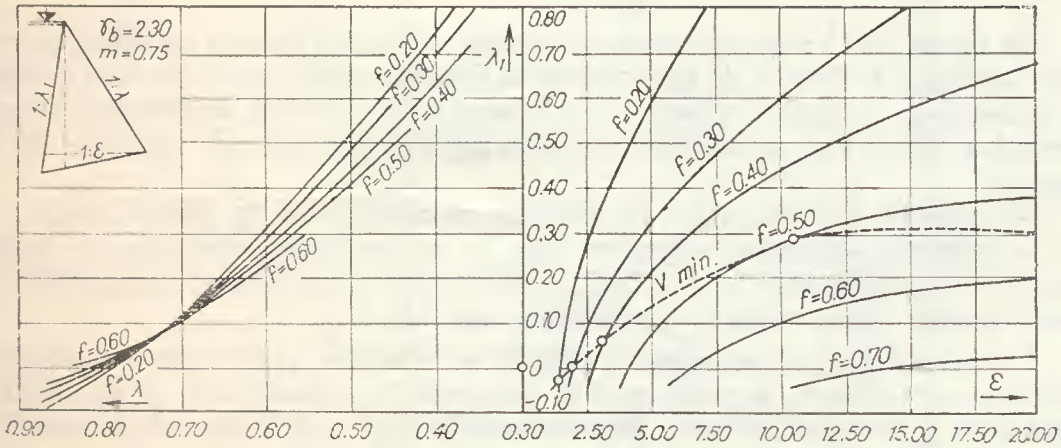


Fig. 2-113. Diagramă pentru calculul profilelor cu paramente și fundație înclinate (linia întreruptă indică soluția cu volum minim de beton).

În figura 2-113 sînt reprezentate rezultatele unor calcule de dimensionare, în care s-a admis $\gamma = 1$ t/m^3, $\gamma_b = 2{,}3$ t/m^3, $m = 0{,}75$, iar f a variat parametric între 0,20 și 0,80. Soluția optimă, care comportă volumul minim de beton, este indicată prin linia punctată. Se constată că [26]:

— valoarea coeficientului de frecare statică influențează sensibil înclinarea paramentului amonte și a tălpii de fundație, în timp ce înclinarea paramentului aval variază între limite destul de reduse;

— pentru un coeficient de frecare statică dat există o infinitate de soluții care satisfac condițiile clasice de alunecare și efort nul; creșterea înclinării tălpii de fundație reduce înclinarea paramentului amonte și invers;

— soluția optimă cere, în cazul coeficienților de frecare statică reduși, înclinări importante ale tălpii de fundație, în timp ce la terenuri de fundație bune, înclinarea se reduce foarte mult, devenind chiar negativă (cu orientare către aval).

În figura 2-114 sînt prezentate profilele optime rezultate pentru diverși coeficienți de frecare statică în comparație cu profilele clasice triunghiulare (cu talpa de fundație orizontală). Asupra formei profilului optim se pot face următoarele constatări:

— înclinarea paramentului amonte are valori negative cînd coeficientul de frecare este foarte redus ($f = 0{,}20$), crește odată cu acesta pînă la $\lambda_1 = 0{,}30$ pentru $f = 0{,}60$, după care scade pînă la $\lambda_1 = 0{,}18$ pentru $f = 0{,}80$;

— înclinarea către amonte a fundației are valori mari pentru coeficienți de frecare reduși, după care scade gradat pe măsură ce aceștia cresc și devine orizontală ($\varepsilon = \infty$) pentru $f = 0{,}62$; la valori ale lui $f > 0{,}62$ înclinarea ia valori negative (are orientare către aval), demonstrînd astfel eficiența pentru stabilitate a prismului de apă purtat de paramentul amonte;

— înclinarea paramentului aval se reduce pe măsura creșterii coeficientului de frecare în intervalul $f = 0{,}20 \ldots 0{,}62$; apoi, odată cu orientarea către aval a înclinării tălpii de fundație ($f > 0{,}62$), ea crește odată cu creșterea lui f;

— în intervalul $0{,}27 \leqslant f \leqslant 0{,}62$ profilul optim trece gradat spre forma profilului clasic triunghiular, devenind identic cu acesta la $f = 0{,}62$.

77. Economicitate și domenii de aplicare

În figura 2-115 este reprezentată variația volumului specific de beton, pe metru liniar de baraj, în funcție de coeficientul de frecare statică pentru profilul triunghiular general și, comparativ, pentru cel triunghiular cu talpa orizontală. În partea dreaptă a figurii este reprezentată variația raportului volumelor specifice. Se constată că:

— volumul specific crește pe măsură ce coeficientul de frecare scade;

— raportul volumelor specifice este în permanență subunitar, cu excepția punctului corespunzător lui $f = 0{,}62$, cînd este egal cu unitatea; curba indică economii pentru toate valorile considerate ale lui f.

Examinînd mai atent aspectul practic al soluțiilor găsite prin dimensionarea bazată pe optimizare, se poate stabili domeniul de aplicabilitate al profilului cu paramente și fundație înclinate. Pentru valorile lui $f > 0{,}62$ din calcule rezultă înclinarea către aval a fundației, măsură care nu se aplică în condiții normale de execuție. Este preferabil să se renunțe la economia de volum, și așa destul de re-

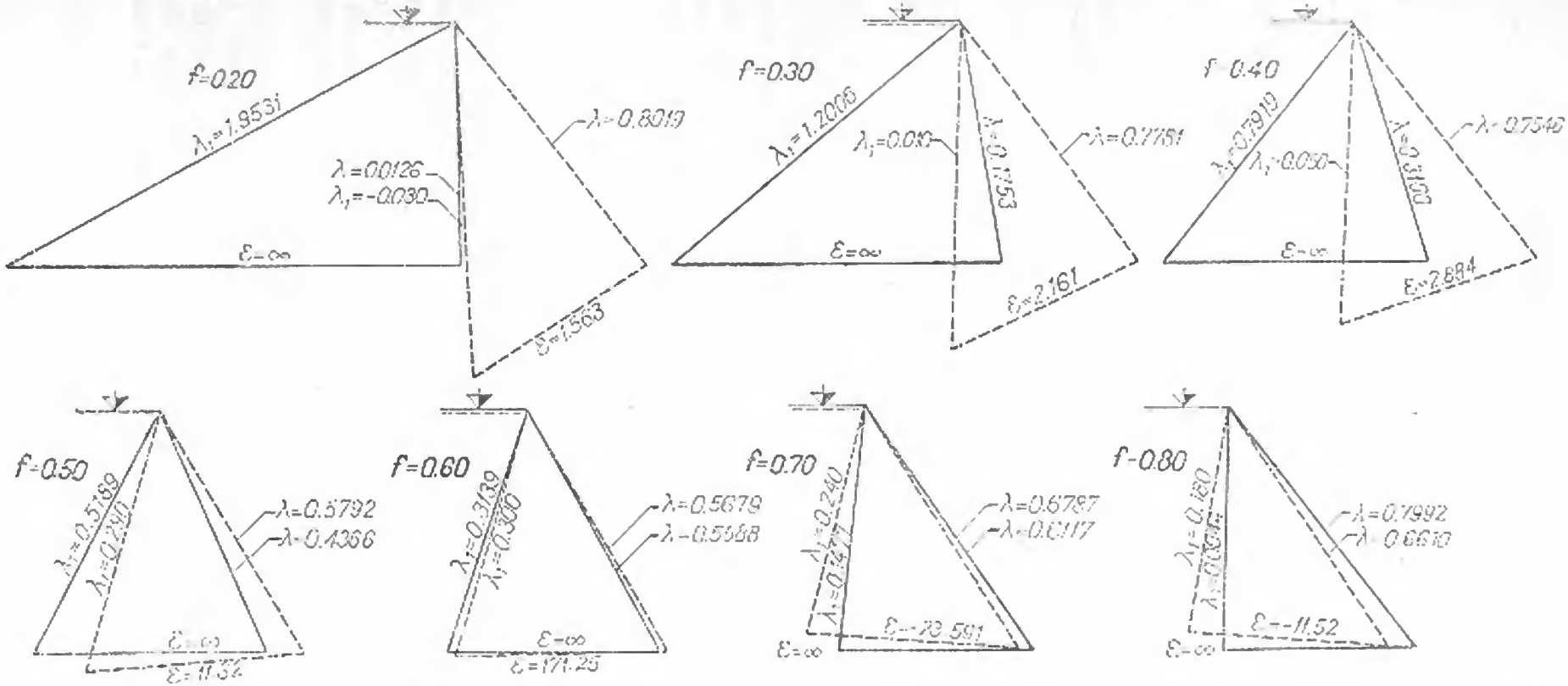


Fig. 2-114. Profile de baraje de greutate dimensionate pentru $\gamma = 1$ t/m³, $\gamma_b = 2{,}3$ t/m³, $m = 0{,}75$ și diferiți coeficienți de frecare statică f.

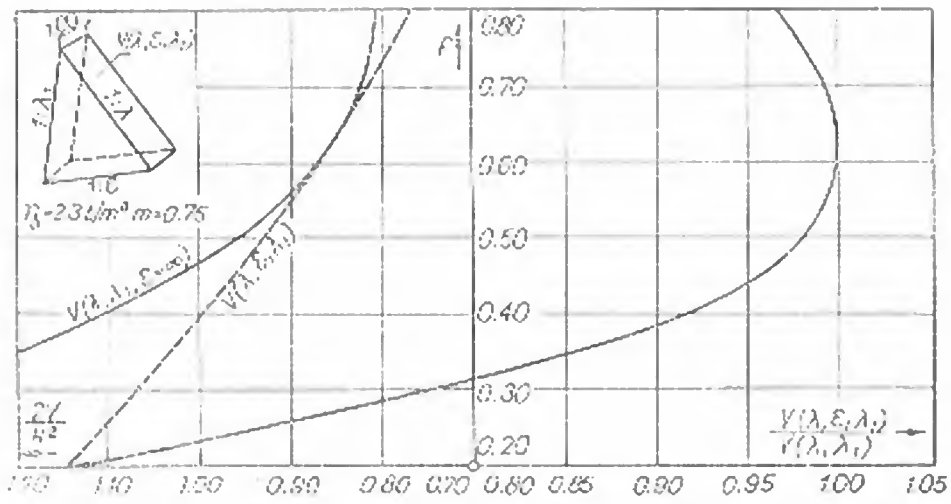


Fig. 2-115. Variația volumului specific și a raportului volumelor cu coeficientul de frecare statică f.

dusă (0 ... 0,3%) și să se admită o fundație orizontală, mai sigură. În intervalul $0{,}62 \geqslant f \geqslant 0{,}50$ profilul optim apare bine proporționat, economia maximă realizabilă ajungînd la 2,5%.

Domeniul pentru care economia de volum crește foarte mult corespunde lui $f < 0{,}50$. În aceste situații însă înclinarea către amonte a tălpii barajului devine foarte pronunțată, ceea ce face ca verificarea stabilității la alunecare pe talpa de fundație să nu mai fie suficientă. Trebuie studiată și stabilitatea de ansamblu a terenului, pe planuri de alunecare care trec prin vîrful piciorului amonte. Sub acest aspect terenurile slabe, care corespund unor coeficienți de frecare reduși (0,20—0,30—0,40) pun sub semn de întrebare oportunitatea aplicării profilelor de baraje cu fundație înclinată.

78. Profile cu paramente curbe

După cum s-a arătat, în practică, coeficientul de frecare statică f și coeficientul de subpresiune m variază pe înălțimea barajului. Se poate admite o variație crescătoare a coeficientului de frecare de la valoarea f_r în suprafața de fundație la valoarea f_0 la coronament (fig. 2-116, *b*), sau o variație descrescătoare a coeficientului de subpresiune de la valoarea m_r în fundație la valoarea m_0 la coronament (fig. 2-116, *c*). Admițînd aceste ipoteze, *R. Prișcu* și *A. Poporici* studiază [27] forma profilului la care cei doi coeficienți f și m sînt variabili după înălțimea barajului (fig. 2-116, *d*), respectiv cîte unul din ei (fig. 2-116, *b* și *c*).

Pentru determinarea ecuațiilor generale de dimensionare se consideră un element infinitesimal de grosime Δz, secționat din profilul barajului (fig. 2-117).

În secțiunea de cotă z, conform condiției ca efortul vertical amonte să fie nul, rezultanta forțelor de deasupra elementului considerat trece prin limita aval a sîmburelui central. În aceeași secțiune componenta tangențială a rezultantei este cunoscută și egală cu:

$$\Sigma T_z = \frac{1}{2}\gamma z^2. \tag{144}$$

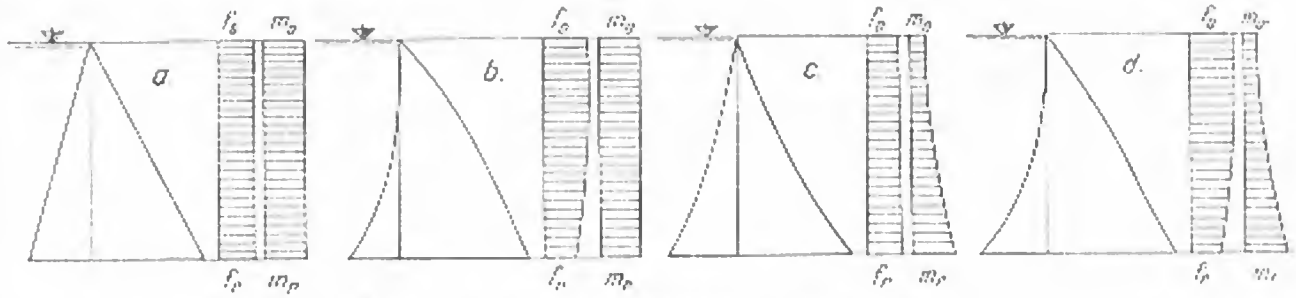


Fig. 2-116. Profile de baraje de greutate dimensionate:
a — cu f și m constanți; *b* — cu f variabil și m constant; *c* — cu f constant și m variabil; *d* — cu f și m variabili.

Deoarece între suma forțelor tangențiale ΣT_z și suma forțelor normale ΣN_z pe secțiune trebuie să existe un anumit raport egal cu coeficientul de frecare statică f, rezultă:

$$\frac{\Sigma T_z}{\Sigma N_z} = f,$$

sau

$$\Sigma N_z = \frac{1}{2}\,\frac{\gamma z^2}{f}. \tag{145}$$

Considerînd grosimea elementului $\Delta z \to 0$, pe această grosime tangentele la curbele paramentelor amonte și aval se identifică cu curbele, iar variațiile parametrilor considerați vor fi:

$$\begin{aligned} b_{z+\Delta z} &= y + \frac{\Delta y}{\Delta z}\Delta z;\\ f_{z+\Delta z} &= f + \frac{\Delta f}{\Delta z}\Delta z;\\ m_{z+\Delta z} &= m + \frac{\Delta m}{\Delta z}\Delta z;\\ \frac{\Sigma T_{z+\Delta z}}{\Sigma N_{z+\Delta z}} &= f + \frac{\Delta f}{\Delta z}\Delta z. \end{aligned} \tag{146}$$

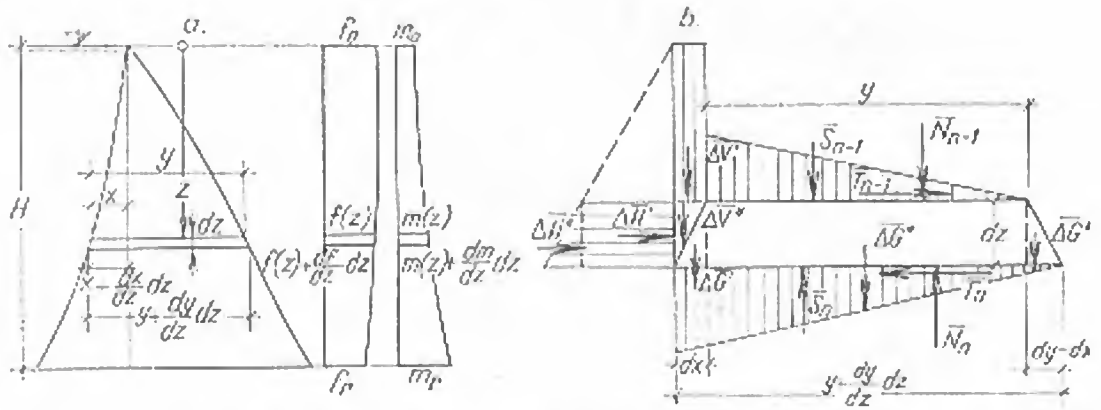


Fig. 2-117. Schemă de calcul pentru dimensionarea unui profil cu f și m variabili:
a — notații; *b* — echilibrul unei fișii de grosime infinit mică.

Ținînd seama de schema de calcul din figura 2-117 și punînd condițiile de dimensionare clasice, se obține după trecerea la limită și neglijarea infiniților mici de ordin superior:

— din condiția de stabilitate la alunecare:

$$\frac{1}{f}-\frac{z}{2f^2}\frac{\mathrm{d}f}{\mathrm{d}z}+\frac{my}{2z}+\frac{m}{2}\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}z}+\frac{1}{2}\frac{\mathrm{d}m}{\mathrm{d}z}y-\frac{\gamma_0}{\gamma}\frac{y}{z}=\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}z}; \tag{147}$$

— din condiția de efort amonte nul;

$$\frac{1}{\frac{1}{2f}-\frac{2y}{3z}+\frac{my}{2z}}\left(\frac{1}{3f}\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}z}-\frac{1}{2}-\frac{m}{6}\frac{y^2}{z^2}+\frac{\gamma_0}{6\gamma}\frac{y^2}{z^2}-\frac{f}{6}\frac{y^2}{z^2}\frac{\mathrm{d}m}{\mathrm{d}z}\right)=\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}z} \tag{148}$$

În sistemul de ecuații diferențiale obținut, variabilele $x(z)$ și $y(z)$ definesc însăși forma profilului (fig. 2-117). Pentru parametrii $f(z)$ și $m(z)$ se pot admite, funcție de realitățile fizice, niște valori f_0 și m_0 la coronament și f_r și m_r în fundație, iar între acestea, legi de variație corespunzătoare.

Date fiind dificultățile de integrare analitică ale ecuațiilor (147) și (148) se poate apela, pentru rezolvarea unor cazuri concrete, la metoda diferențelor finite [27]. Integrarea numerică prezintă avantajul dimensionării profilelor pentru orice lege de variație a parametrilor f și m. Ecuațiile de dimensionare, transformate pentru variații parabolice ale celor doi parametri, iau următoarea formă:

$$f(z)=f_0+(f_r-f_0)\frac{z^2}{H^2}; \tag{149}$$

$$m(z)=m_0+(m_r-m_0)\frac{z^2}{H^2}; \tag{150}$$

$$\frac{\Delta x}{\Delta z}=\frac{1}{f_0+(f_r-f_0)\frac{z^2}{H^2}}-\frac{z}{2\left[f_0+(f_r-f_0)\frac{z^2}{H^2}\right]^2}\frac{f_0-f_r}{H}+$$
$$+\frac{1}{2}\left[m_0+(m_r-m_0)\frac{z^2}{H^2}\right]\left(\frac{y}{z}+\frac{\Delta y}{\Delta z}\right)+\frac{m_r-m_0}{H}zy-\frac{\gamma_0}{\gamma}\frac{y}{z}; \tag{151}$$

$$\frac{\Delta x}{\Delta z}=\frac{1}{\frac{1}{2\left[f_0+(f_r-f_0)\frac{z^2}{H^2}\right]}-\frac{2y}{3z}+\frac{1}{2}\left[m_0+(m_r-m_0)\frac{z^2}{H^2}\right]\frac{y}{z}}\times$$
$$\times\left\{\frac{1}{3\left[f_0+(f_r-f_0)\frac{z^2}{H^2}\right]}\frac{\Delta y}{\Delta z}-\frac{1}{2}-\frac{1}{6}\left[m_0+(m_r-m_0)\frac{z^2}{H^2}\right]\frac{y^2}{z^2}+\right.$$
$$\left.+\frac{\gamma_0}{6\gamma}\frac{y^2}{z^2}-\frac{f}{6}\frac{y^2}{z^2}2(m_r-m_0)\frac{z}{H}\right\}. \tag{152}$$

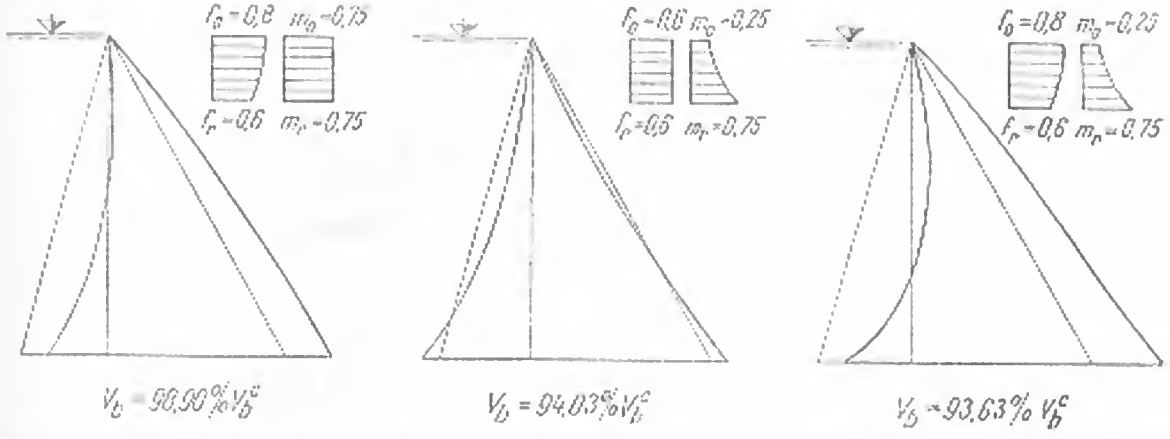


Fig. 2-118. Profile de baraje de greutate dimensionate în diverse ipoteze de variație a coeficienților f și m.

Profilele rezultate pentru un baraj dimensionat în ipotezele amintite sînt reprezentate în figura 2-118, comparativ cu profilul clasic triunghiular, corespunzător unor parametri f și m constanți pe înălțime.

În primul caz, în care coeficientul de frecare variază parabolic între valorile 0,6 și 0,8, iar coeficientul de subpresiune se menține la valoarea 0,75, paramentul amonte prezintă o concavitate spre amonte, iar cel aval o convexitate spre aval. Economia de volum reprezintă numai 1,10%.

În al doilea caz, în care coeficientul de frecare se menține la valoarea uzuală de 0,60, iar coeficientul de subpresiune variază parabolic între valorile 0,75 și 0,25, paramentul amonte își păstrează concavitatea, iar cel aval este foarte aproape de paramentul rectiliniu. Economia de volum reprezintă circa 6%.

În al treilea caz, în care fiecare dintre cei doi coeficienți au variațiile parabolice precedente, concavitatea paramentului amonte este și mai pronunțată, iar celălalt parament, deplasat spre aval, prezintă o ușoară inflexiune. Economia de volum se ridică la 6,37%. Dintre cei doi parametri, coeficientul de subpresiune m joacă rolul cel mai important asupra dimensiunilor și economicității profilelor.

De remarcat că profilele de înălțimi diferite fiind omotetice, economiile procentuale față de profilul clasic sînt independente de înălțimea barajului.

§ 16. BARAJE CU ROSTURI LĂRGITE

79. Lucrări executate

Barajele de greutate cu rosturi lărgite au apărut în urma preocupării de a îmbunătăți comportarea statică și economicitatea barajelor de greutate obișnuite. Ele reprezintă o formă intermediară între barajele de greutate și cele evidate. În principiu, barajele cu rosturi lărgite sînt alcătuite tot din ploturi de profil tri-

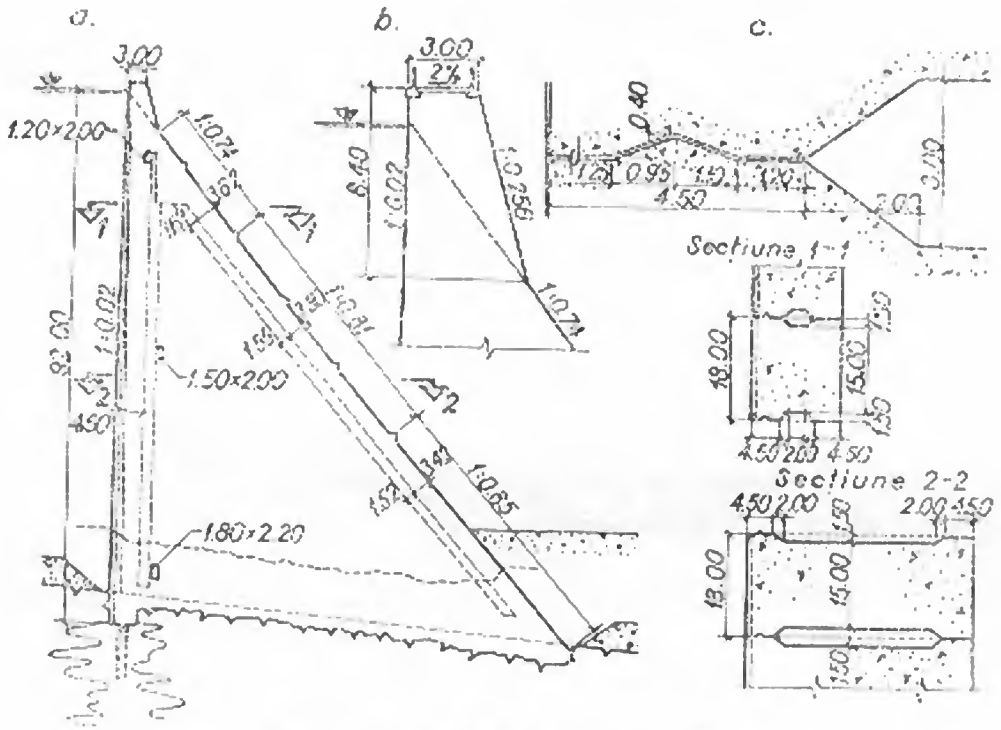


Fig. 2-119. Barajul Rätherichsboden:
a — secțiune transversală; *b* — detaliu de coronament; *c* — detaliu de rost.

unghiular, prevăzute cu goluri între ele, realizate prin depărtarea feţelor laterale ale rosturilor. Lăţimea unui rost lărgit poate atinge 3 ... 5 m.

Barajele *Rätherichsboden* ($H = 92$ m) şi *Oberaar* ($H = 100$ m), construite în Elveţia între anii 1949 şi 1953, după proiectele lui *H. Juillard*, sînt două prototipuri reuşite de acest gen. Primul (fig. 2-119), are lungimea la coronament de 420 m şi un volum de beton de 278 000 m^3, cu 9% mai redus faţă de volumul unui baraj de greutate obişnuit. Corpul barajului a fost executat dintr-un beton cu 180 kg ciment/m^3, iar la paramente, pe o grosime de circa 2,0 m, dintr-un beton cu 280 kg ciment/m^3.

O concepţie asemănătoare prezintă şi barajele cu rosturi lărgite *Bratsk* ($H =$ $= 127$ m) şi *Krasnoiarsk* ($H = 118$ m). Barajul Bratsk (fig. 2-120), este alcătuit din ploturi de 22,0 m lăţime, separate prin rosturi cu o deschidere de 7,0 m. Lungimea totală a barajului de beton este de 1 441 m, din care 242 m sînt amenajaţi ca zonă deversantă, pentru a asigura descărcarea a 12 600 m^3/s. Faţă de un baraj de greutate clasic, adoptarea rosturilor lărgite a condus la o economie de beton de 10%.

În ultima perioadă s-a construit în Elveţia barajul *Albigna* ($H = 115$ m), pus sub sarcină în 1961 (fig. 2-121). El are o lungime totală la coronament de 770 m şi un volum de beton de 970 000 m^3. Fiind fundat pe o rocă foarte bună, formată din granite, paramentul amonte este vertical. Golul rostului, de 5,0 m, reprezintă 25% din lăţimea de 20,0 m a unui plot component.

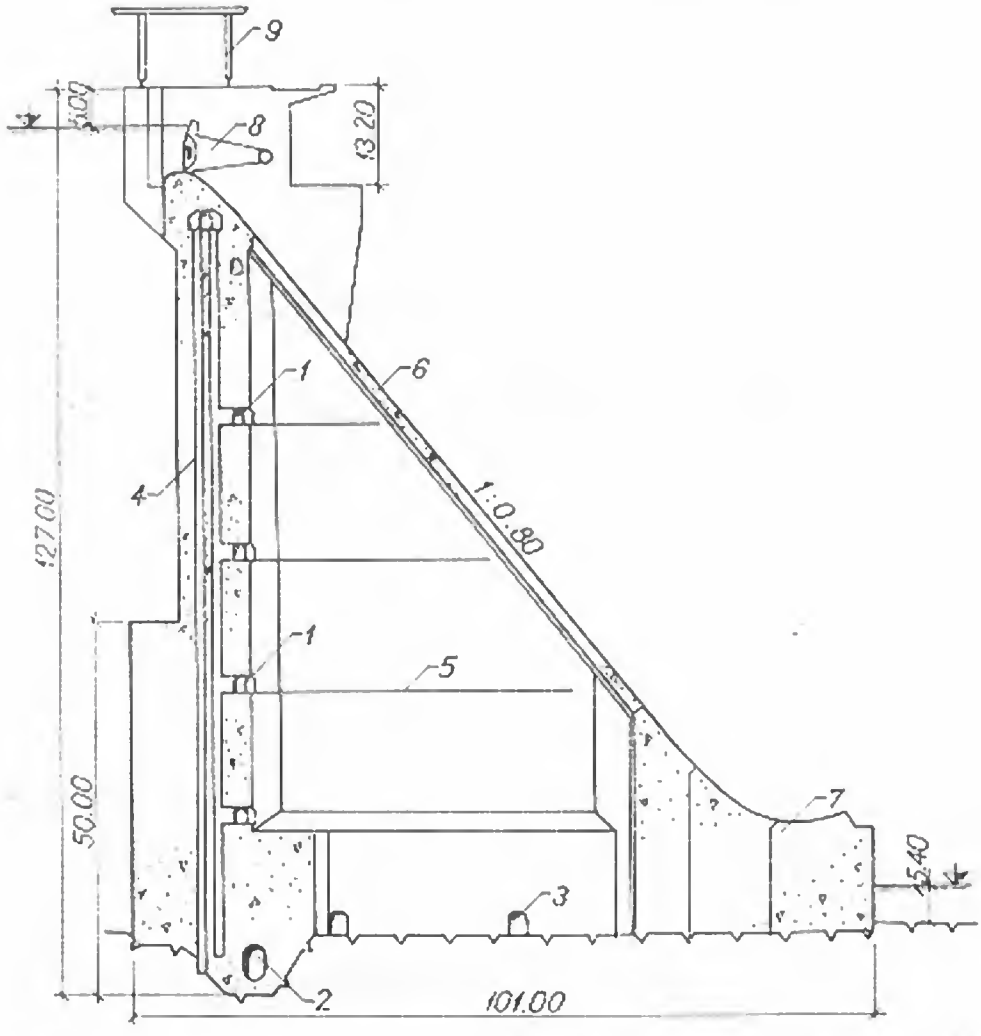


Fig. 2-120. Secţiune prin rostul lărgit al unui plot deversant de la barajul Bratsk:

1 — galerie de vizitare; *2* — galerie de injecţii; *3* — galerie de drenaj; *4* — puţ de drenaj; *5* — pasarelă; *6* — placă deversantă; *7* — aruncătoare; *8* — stavilă segment; *9* — portal de manevră.

80. Elemente caracteristice

Deşi din punct de vedere constructiv rosturile lărgite nu comportă nici o complicaţie, ele exercită cîteva acţiuni foarte favorabile cum sînt: reducerea subpresiunilor, răcirea betoanelor şi posibilitatea de supraveghere şi întreţinere.

— *Reducerea subpresiunilor.* După cum s-a arătat la acţiunea drenantă a rosturilor, presiunea atmosferică din rosturi descarcă subpresiunile create de apele de infiltraţie în corpul şi fundaţia barajului. În cazul barajelor de greutate obişnuite, ale căror rosturi de 1 ... 2 cm sînt umplute de regulă cu material inert, este mai greu de presupus că în lungul feţelor laterale ale ploturilor acţionează presiunea atmosferică; aceasta se realizează însă în cazul barajelor cu rosturi lărgite. Subpresiunile se repartizează în sens longitudinal după o hiperbolă, iar în sens trans-

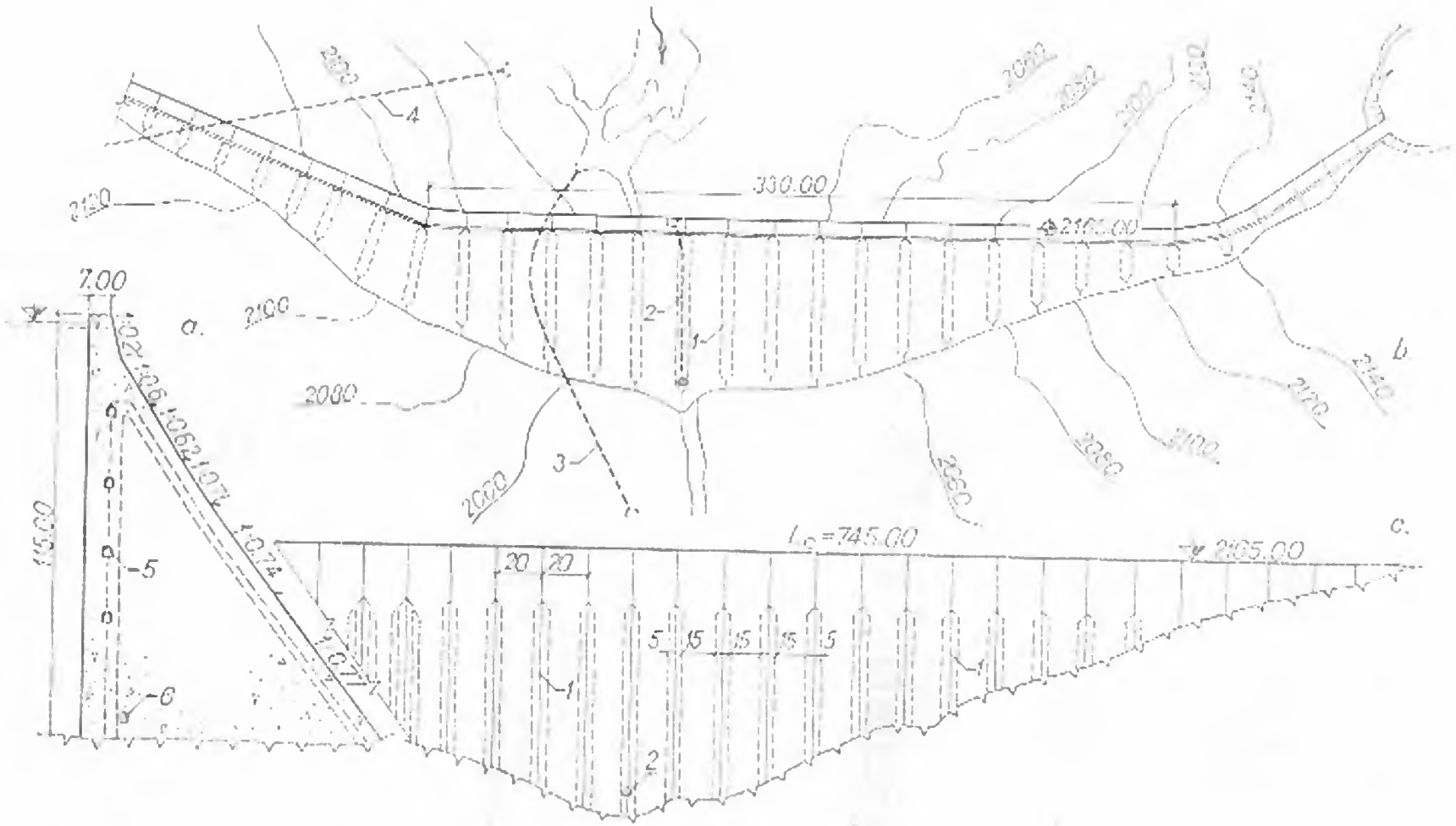


Fig. 2-121. Barajul Albigna:

a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *c* — profil desfășurat; *1* — rost îngroșat; *2* — golire de fund; *3* — galerie de deviere; *4* — aducțiune; *5* — galerie de vizitare; *6* — galerie de pieroi.

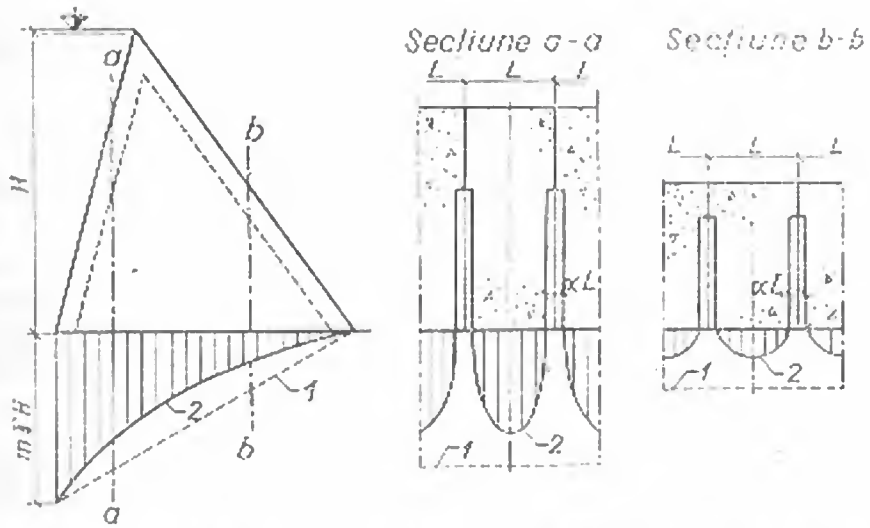


Fig. 2-122. Repartiția subpresiunilor la un baraj cu rosturi lărgite:
1 — în barajul de greutate obișnuit; *2* — în barajul cu rosturi lărgite.

versal după niște parabole (fig. 2-122). Prin acest fenomen siguranța construcției crește, iar menținerea în stare uscată a unei mari părți din corpul barajului ferește betonul de acțiunea apelor de infiltrație și a înghețului.

Efectul de descărcare a subpresiunilor a fost confirmat și de încercările pe model spațial efectuate pentru barajul *Robiei* (fig. 2-123). Acest baraj, construit între anii 1964 și 1966 în Elveția, are o lărgime a rostului de 3,0 m. Subpresiunea măsurată a reprezentat mai puțin de 30% din valoarea teoretică rezultată în ipoteza repartiției liniare.

Măsurătorile de subpresiune efectuate prin 65 de foraje de drenaj, pe o durată de 5 ani la barajul *Albigna*, au indicat de asemenea valori extrem de reduse, în majoritatea cazurilor sub 1 kg/cm².

— *Răcirea betoanelor.* Sînt cunoscute fenomenele exotermice care apar în primele zile după turnare, urmate în perioada de răcire de apariția eforturilor de contracție. În cazul barajelor cu rosturi lărgite aceste fenomene sînt mult atenuate. Din cauza răcirii naturale, asigurată de rosturi, temperaturile se ridică în mai mică măsură decît în cazul barajelor obișnuite.

— *Supravegherea și întreținerea.* Barajele cu rosturi lărgite oferă posibilitatea de a se vizita cu ușurință fețele laterale ale ploturilor componente. La constatarea unor eventuale fisuri periculoase, accesul direct în rosturi ușurează lucrările de întreținere și consolidare.

81. Relații de calcul

Pentru dimensionare, *R. Prișcu* consideră [28] criteriile clasice admise pentru barajele de greutate: condiția de efort vertical nul la piciorul amonte și stabilitatea la alunecare pe talpa de fundație.

Pentru explicitarea relațiilor se ia în considerare un plot de forma celui din figura 2-124. Raportul între lățimea unui rost și lățimea totală a unui plot este notat cu α și se numește *coeficient de evidare.* Raportul între lățimea totală a pro-

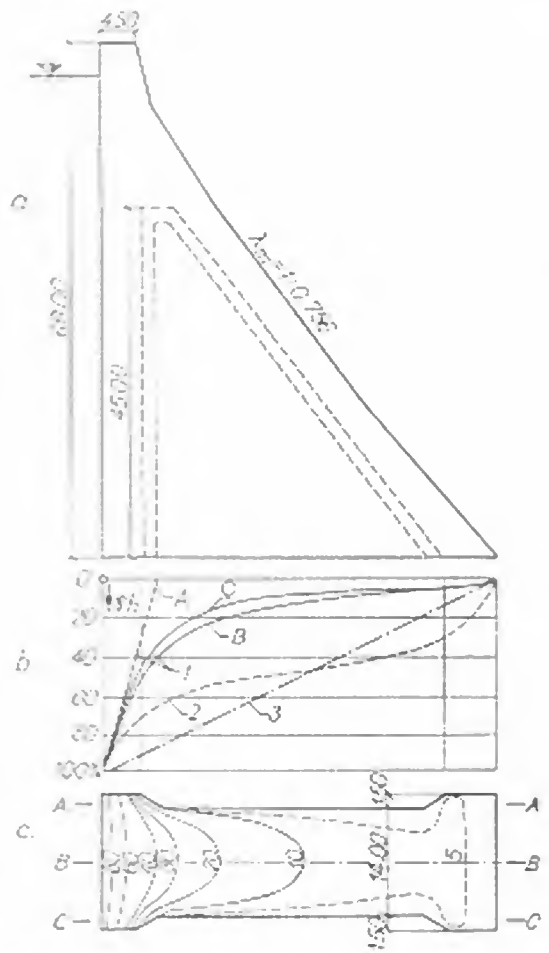


Fig. 2-123. Subpresiuni determinate pe model spațial în cazul barajului Robiei: *a* — secțiune transversală; *b* — diagrame de subpresiuni; *c* — echipotențialele spectrului de scurgere; *1* — la barajul evidat; *2* — la barajul clasic; *3* — distribuția teoretică.

eminențelor laterale și baza blocului este notat cu β (pentru cazurile practice $\beta = 0{,}10 \ldots 0{,}15$).

Ca solicitări se consideră greutatea proprie, presiunea orizontală și verticală a apei și subpresiunea. Pentru repartiția subpresiunilor se face o ipoteză mult acoperitoare față de situația reală, considerîndu-se liniară, de la valoarea $m\gamma H$ la piciorul amonte la zero la piciorul aval.

Condiția de stabilitate la alunecare se scrie sub forma:

$$\lambda = \frac{1}{fk_2}[\gamma - \lambda_1 f(\gamma + k_1)], \qquad (153)$$

iar dacă în condiția de efort amonte nul se înlocuiește λ din relația (153), relația de dimensionare este:

$$\left[\frac{2}{\gamma}\frac{k_1}{k_3}\left(\frac{3}{2}\gamma + k_1 - \gamma_b k_3\right) - \gamma_b'\right]\lambda_1^2 + \\ + \frac{1}{f}\left[k_1\left(\frac{2\gamma_b}{\gamma} + \frac{1}{k_2} - \frac{3}{k_3}\right) + 2\gamma_b'\right]\lambda_1 - \\ - \frac{1}{f^2}\left[1\left(\frac{1}{k_2} - \frac{2f^2}{\gamma}\frac{k_1}{k_3}\right) + \gamma_b'\right] = 0 \qquad (154)$$

cu notațiile:

$$k_1 = \gamma_b' + \alpha m\gamma(1-\beta) - \alpha\gamma_b(1-\beta)^2$$
$$k_2 = 1 - \alpha(1-\beta) \qquad (155)$$
$$k_3 = 1 - \alpha(1-\beta)^3.$$

Dacă se analizează diagramele din figura 2-124, întocmite pe baza unor calcule numerice [28], se constată că:

— înclinarea paramentului amonte față de verticală λ_1 este puternic influențată de coeficientul de frecare statică f și de coeficientul de evidare α; ea rezultă cu atît mai mare cu cît f este mai mic și α mai mare; relația dintre cele două înclinări λ_1 și λ nu este practic influențată de coeficientul de evidare;

— eforturile care acționează la piciorul aval al barajului cresc cu coeficientul de evidare; în comparație cu un baraj de greutate obișnuit, eforturile verticale sînt mai mari cu 10 ... 25%, iar cele principale cu 5 ... 15%;

— economia de beton crește cu coeficientul de evidare și cu coeficientul de frecare statică; pentru $\alpha = 0{,}20$, spre exemplu, ea este de ordinul a 10% (neținînd seama de mărimea și distribuția reală a subpresiunilor).

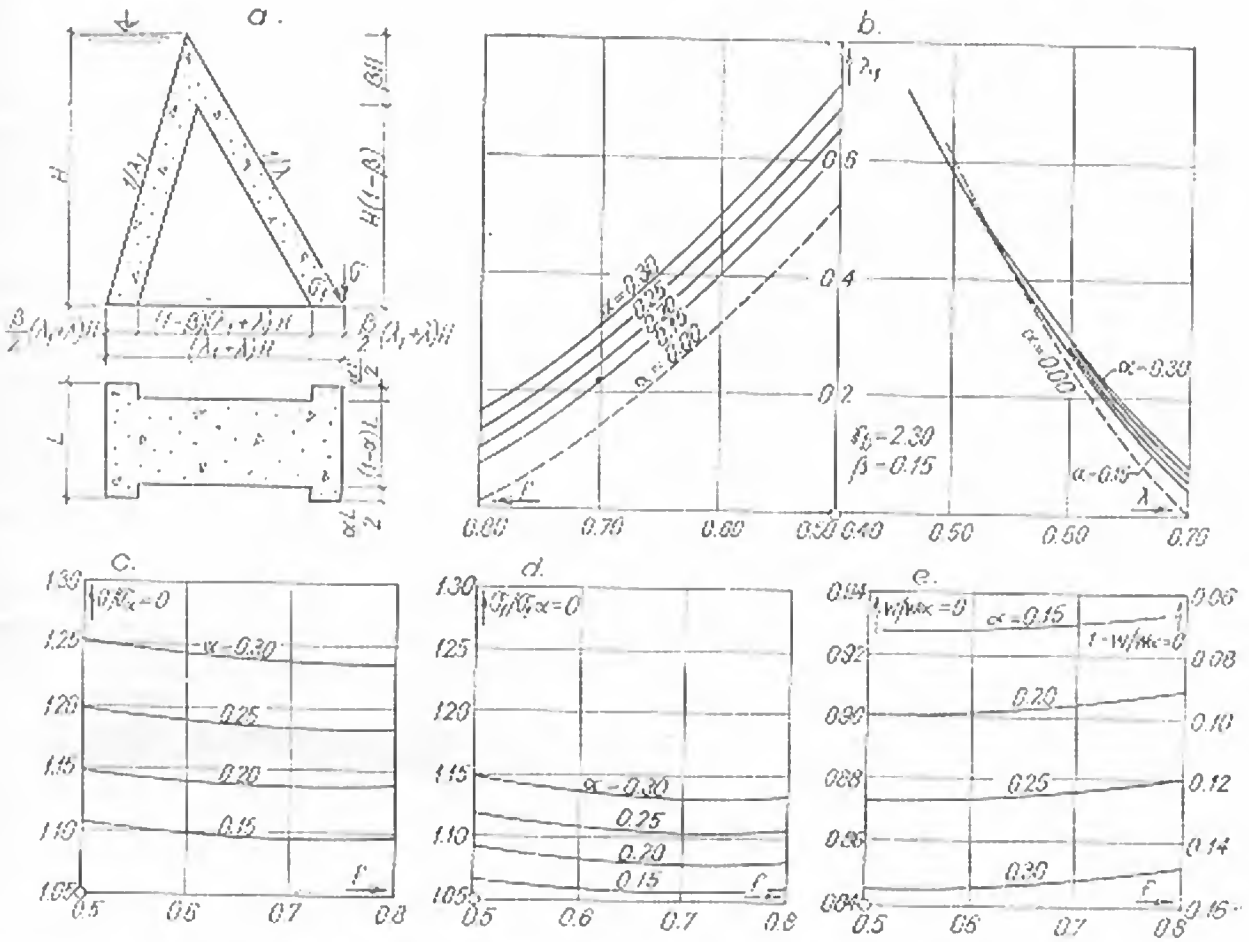


Fig. 2-124. Diagrame caracteristice pentru barajele cu rosturi lărgite:
a — schemă de calcul; *b* — variația înclinării paramentelor cu f și α; *c* — variația efortului vertical la piciorul aval; *d* — variația efortului principal la piciorul aval; *e* — variația raportului volumelor relative.

§ 17. BARAJE PRECOMPRIMATE

82. Generalități

Barajele de greutate obișnuite necesită mase mari de beton, pentru a-și asigura stabilitatea prin acțiunea greutății proprii. În același timp însă, datorită eforturilor interioare reduse, capacitatea de rezistență a betonului este slab utilizată. Prin comprimarea cu bare sau cabluri se poate înlocui în mod economic o parte din cantitatea de beton. La unele baraje s-a obținut prin precomprimare aceeași forță verticală la un preț pe jumătate din cel al cantității de beton corespunzătoare.

Secțiunea mai zveltă a unui baraj precomprimat aduce în același timp economii prin reducerea subpresiunilor, reducerea cantităților de lucrări la excavații și cofraje, precum și prin scurtarea timpului de execuție. Din motive de execuție, comprimarea se aplică la coronament, forța fiind constantă pe toată înălțimea barajului.

83. Lucrări executate

În domeniul barajelor, precomprimarea s-a aplicat pentru prima dată la supraînălțarea și consolidarea barajului *Cheurfas* din Algeria, în anul 1934. Ulterior, soluțiile cu precomprimare s-au extins atît la supraînălțarea barajelor mai vechi cît și la realizarea unor lucrări noi, mai economice. În tabelul 2-16 sînt prezentate cele mai reprezentative baraje supraînălțate sau construite prin precomprimare [12].

Barajul *Cheurfas* (fig. 2-125, *a*) avea un profil destul de zvelt și deci siguranța la limită. Pentru consolidare și supraînălțare cu 3,0 m s-a executat comprimarea prin cabluri de ancoraj, așezate din 4 în 4 m după axul barajului, duse în fundație pe o adîncime de circa 16 m. În cele două camere de ancorare, de cîte 3 m lungime și 37,50 cm diametru, legătura cu terenul s-a realizat prin cimentare. Deasupra camerelor, fasciculele, compuse din 630 fire de 5 mm diametru, au fost izolate cu mastic bituminos. Forța de întindere, de 1000 t pe fiecare ancoraj, a fost realizată prin cîte 3 cricuri așezate la coronament, sub capul special de întindere. Pierderea de tensiune măsurată a fost de ordinul a 3%.

O soluție asemănătoare s-a aplicat și la consolidarea barajului *Tansa* din India (fig. 2-125, *b*). Barajul, executat din blocuri de bazalt, a fost legat de teren prin cabluri tensionate de la coronament. Pozarea cablurilor s-a făcut în găuri de 6 cm diametru, forate prin metode percutante, care au mers în rocă pe 7 ... 10 m adîncime. Ancorarea la partea inferioară s-a realizat prin desfacerea cablului pe ultimii 5,0 m și cimentarea acestei zone prin injectare. Fiecare cablu, format din 37 de fire de 5 mm diametru, asigură o forță de 70 t, creată prin intermediul unor prese plate la coronament. În final, toată gaura de foraj a fost injectată pentru a asigura protecția cablului împotriva coroziunii.

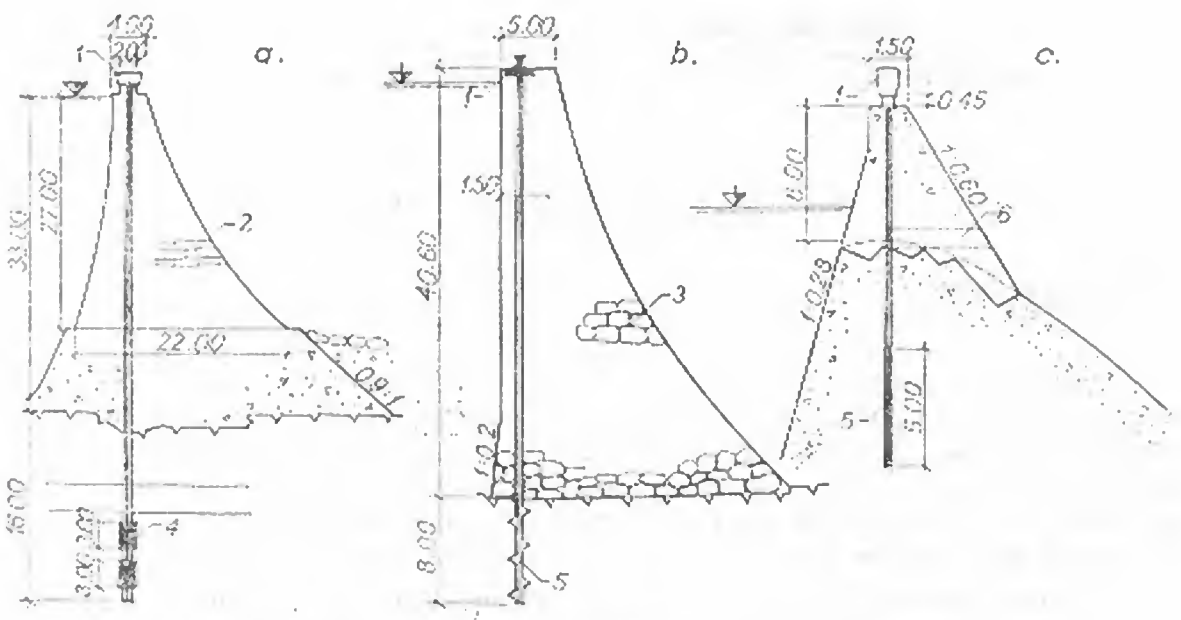


Fig. 2-125. Baraje supraînălțate prin precomprimare:
a — Cheurfas; *b* — Tansa; *c* — Fergong; *1* — capul ancorajului; *2* — zidărie de piatră; *3* — blocuri de bazalt; *4* — cameră de ancoraj; *5* — zonă cimentată; *6* — galerie de acces.

TABELUL 2-16

Nr. crt.	Barajul (țara)	Anul construcției (supraînălțării)	Înălțimea inițială (m)	Înălțimea finală (m) (procent de supra-înălțare)	Mijlocul de precomprimare	Forța de precomprimare	
						C (t)	c (t/m)
1	Cheurfas (Algeria)	1883—1935	30.00	33.00 (10%)	630 fire a 5 mm	1 000	250
2	L'Oued Fergoug (Algeria)	1873—1935	35.00	41.00 (17%)	60 fire a 5 mm	125—285	24—71
3	Tansa (India)	1892—1951	40.00	40.60 (1.5%)	37 fire a 5 mm	70	23
4	Steenbras (Africa de Sud)	1921—1954	30.00	32.00 (6.6%)	37 fire a 5 mm	77	54
5	Gafarsa (Ethiopia)	1910—1958	10.00	16.00 (60%)	—	70	—
6	Marèges (Franța)	1935	15.00	15.00	555 fire a 5 mm	900	215
7	Ernestina (Brazilia)	1954	15.00	15.00	6 cabluri de 12 fire a 5 mm	80	—
8	Allt na Lairige (Scoția)	1957	22.25	22.25	28 bare a 28,5 mm	1 200	186
9	L'Oued Mellegue (Tunisia)	1957	16.80	16.80	610 fire a 5,0 mm	1 200	200
10	Catagunya (Tasmania)	1961	45.00	45.00	102 fire a 5,5 mm	200	480

Un alt exemplu de supraînălțare prin precomprimare îl constituie barajul *Fergoug* din Algeria (fig. 2-125, *c*). Partea supraînălțată s-a ancorat chiar de corpul barajului. Tensiunea în cabluri variază între 125 și 285 t.

Un baraj modern, prevăzut de la început a fi realizat prin precomprimare, este barajul *Allt-na-Lairige* (Scoția), construit în anii 1953—1956 (fig. 2-126). Din lungimea totală la coronament de 408 m, zona centrală de 286 m este precomprimată. Barajul este compus din ploturi de 12,60 m lungime, avînd cîte două ancoraje pe plot; se asigură în acest fel un sistem static determinat. Forța de precomprimare de 1200 t se exercită prin bare de oțel de 2,85 cm diametru, așezate cîte 28 la un loc, prinse la capete prin cîte o placă de oțel. Ele sînt montate în puțuri de 1,20 m diametru, excavate în rocă, care la partea inferioară sînt lărgite creînd un bulb de ancorare. Ulterior puțul a fost betonat. Față de un baraj de greutate obișnuit, reducerea de volum a fost de 40%, iar prețul de cost mai mic cu 15%.

Barajul *Catagunya* ($H = 45$ m) deține recordul de înălțime în domeniu (fig. 2-127, *a*). Cablurile de ancorare sînt pozate în foraje de 10 cm diametru, executate prin percutare. Fiecare cablu are 7,5 cm diametru și este compus din cîte 102 fire paralele de 5 mm diametru, fiind capabil de o forță totală de 200 t. Fiecare fir este separat pe tot parcursul de firele vecine, astfel ca injectarea ulterioară să asigure o protecție individuală. În zona centrală a cablului există un gol de 2,5 cm diametru, prin care este pozată tubația pentru injectare. Ancorarea s-a realizat prin prinderea la partea inferioară a cablului într-un papuc metalic, cimentat prin injectare. Din calculele economice comparative a rezultat că precomprimarea asigură un cost cu 20% mai mic decît oricare alt tip de baraj.

Barajul *Ernestina* (fig. 2-127, *b*) este remarcabil prin modul special de aranjare a cablurilor de precomprimare, a căror greutate totală însumează 140 t. Față de barajul de greutate clasic, proiectat inițial, s-au economisit 7 000 m³ beton.

84. Elemente constructive

După cum rezultă din exemplele prezentate mai înainte, forța de precomprimare se poate exercita prin bare sau prin cabluri. Sistemul cu cabluri compuse dintr-un număr mare de fire de mare rezistență (10 ... 12 000 kg/cm²), cu diametre de circa 5 mm, este preferabil avînd în vedere că [12]:

— flexibilitatea cablurilor permite manevrarea lor la lungime totală, evitînd înnădirile, care sînt surse potențiale de cedare;

— rezistența la rupere a firelor trase la rece este mult mai mare decît a secțiunilor de mare diametru;

— distrugerea prin coroziune a unui fir nu compromite capacitatea de rezistență a cablului, așa cum se poate întîmpla în cazul barelor;

— ancorajele sînt de dimensiuni mai mici și mai puțin pretențioase.

Distanța dintre ancoraje depinde de forța totală de precomprimare necesară pentru stabilitatea barajului. Ca regulă generală se caută ca pe un plot să existe două ancoraje, pentru ca sistemul să fie static determinat, iar distanța dintre ele să nu depășească un sfert din înălțimea barajului. Cablurile se pozează în foraje executate în beton și rocă, prin procedee percutante sau rotative. Forajele percutante

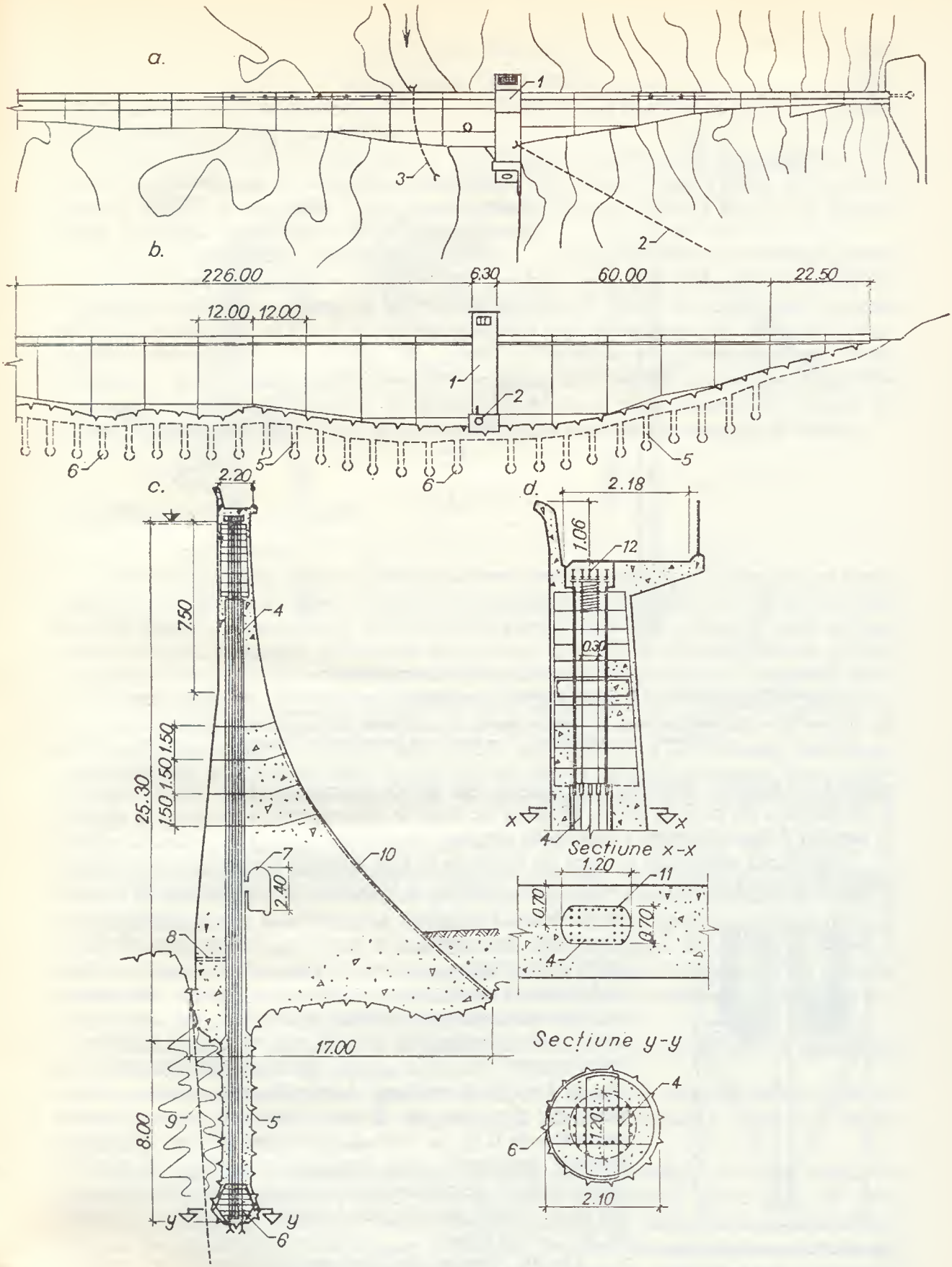


Fig. 2-126. Barajul Allt-na-Lairige:

a — vedere în plan; *b* — profil desfășurat; *c* — secțiune transversală; *d* — detalii; *1* — turn de priză; *2* — aducțiune; *3* — galerie de deviere; *4* — bare tensionate; *5* — puț excavat; *6* — bulb de ancoraj; *7* — galerie de vizitare; 8 — dren; *9* — voal de etanșare; *10* — armătură; *11* — puț vizitabil; *12* — sistem de tensionare.

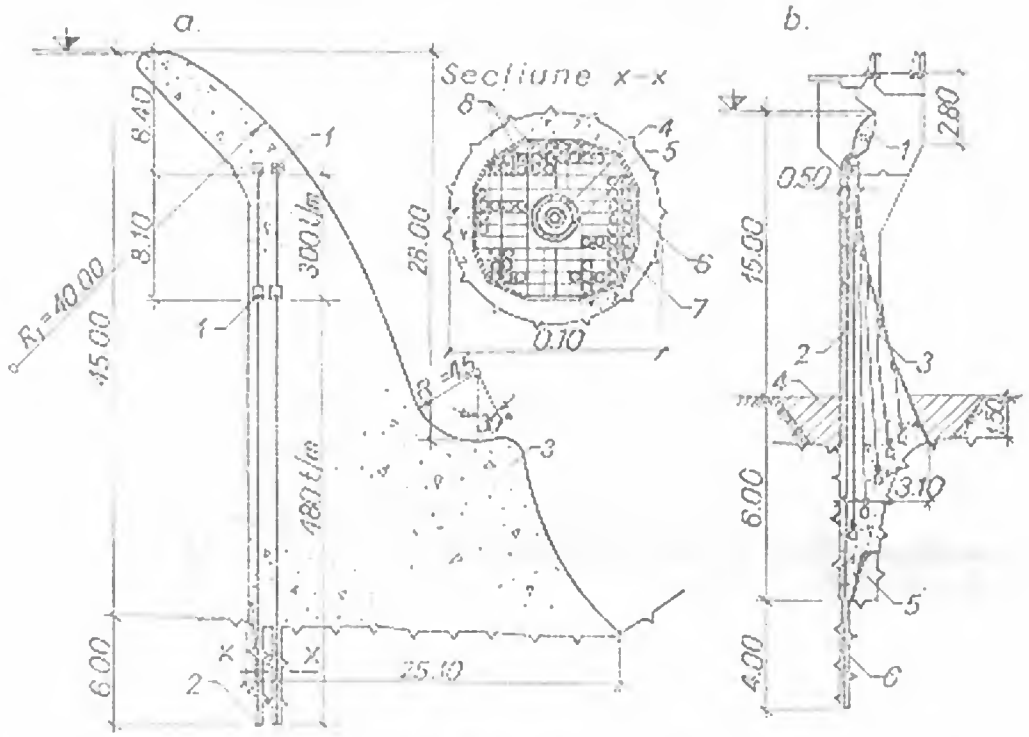


Fig. 2-127: Baraje precomprimate:
a — barajul Caragnoya: *1* — blocaj superior; *2* — ancoraj; *3* — trambulină; *4* — tubație pentru injecții; *5* — distanțier; *6* — fretă din oțel moale; *7* — rețea din oțel moale cu ochiuri de 1 mm; *8* — fire de 5,5 mm diametru; *b* — barajul Froestina; *1* — clapetă; *2* — cablu principal; *3* — cabluri Freyssinet; *4* — umplutură; *5* — galerie de inspecție; *6* — ancoraj.

asigură un contact mai bun la ancorare. Ele se pot executa pînă la 10 cm diametru și cu lungimi de pînă la 60 m. Pozarea de bare în puțuri excavate, cum s-a realizat la barajul Allt-na-Lairige, s-a dovedit ulterior prea costisitoare și nu s-a mai aplicat.

Ancorarea cablurilor în roca de fundație se face în mod curent prin cimentarea acestora în zona inferioară a forajului. Cablul se introduce în umplutura de mortar de la baza forajului, asigurîndu-se apoi injectarea cu suspensie de ciment sub presiune. Pentru a se obține o bună cimentare și un raport redus apă/ciment, este bine ca forajul să se injecteze inițial cu suspensie de ciment sub presiune, pentru a reduce infiltrațiile, iar apoi mortarul să se introducă în forajul plin cu apă [12]. Eficacitatea acestui procedeu a fost verificată prin încercări in situ la barajul *Steenbras*. A rezultat că, pentru cabluri alcătuite din fire de 5 mm diametru, o lungime de ancorare de 0,60 m, într-un foraj de 10 cm diametru, asigură preluarea unei forțe de peste 70 t. O metodă aproximativă de determinare a lungimii de ancorare constă în a admite un efort de lunecare pe pereții forajului de 10 ... 15 kg/cm².

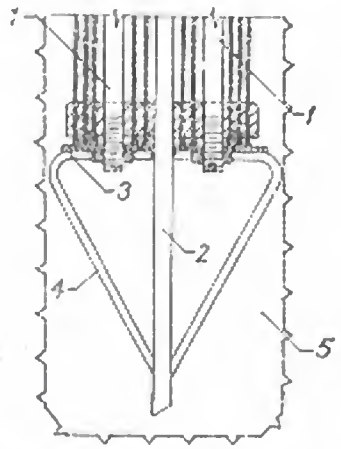


Fig. 2-128. Ancoraj metalic:
1 — cablu; *2* — țeavă pentru injecții; *3* — placă de capăt a cablurilor; *4* — nervuri; *5* — spațiu injectat.

Un alt sistem de ancorare se bazează pe crearea unor butoni sau ancoraje metalice la partea inferioară a cablurilor (fig. 2-128). Sistemul este mai complicat,

fără a aduce avantaje evidente. Se poate adopta numai în cazul în care este posibil accesul direct în zona ancorajelor.

Partea superioară a cablurilor se înglobează în blocuri de beton armat, iar punerea sub tensiune se face prin intercalarea de prese plate. În zona de la coronament, vecină ancorajelor, betonul se armează puternic, pentru a se evita distrugerea datorată eforturilor locale foarte mari.

Protecția cablurilor împotriva coroziunii — care poate avea consecințe grave în comportarea barajului — se poate face pe două căi. O primă metodă, utilizată la barajele *Cheurfas și Fergoug*, constă în înglobarea cablurilor în bitum. A doua metodă, foarte utilizată în ultima vreme, constă în cimentarea în întregime a cablurilor, prin injecții cu mortar de ciment. Protecția prin cimentare are dezavantajul că nu mai permite retensionări ulterioare, dar asigură un coeficient mare de siguranță la smulgere. Ea evită în același timp zonele periculoase din punctul de vedere al corodării, care apar la contactul dintre betonul de ancoraj și bitum.

85. Adîncimea de ancorare

Chiar atunci cînd cablul este legat de masivul de rocă prin cimentare pe toată lungimea sa, cea mai mare parte a forței de precomprimare se transferă rocii în zona inițială a ancorajului. Un procedeu pentru stabilirea adîncimii pînă la care trebuie coborît ancorajul se bazează pe ipoteza că forța de precomprimare trebuie echilibrată de greutatea zonei de rocă care participă la scurgerea eforturilor. Pentru a preciza această zonă se acceptă ipoteza de formare a unor conuri de smulgere, care au vîrful plasat la partea inferioară a ancorajului, iar unghiul la vîrf în jur de 90°. Cînd distanța dintre cabluri este mică, sau adîncimea de ancorare este mare, unghiul la vîrf se stabilește din condiția ca conurile să nu devină secante. Spre exemplu, la barajul *Catagunya* încercările pe model au confirmat alegerea unghiului la vîrf al conurilor de 90°.

Cercetări mai recente [12], privind starea de efort produsă de ancoraj în fundație și în baraj, au evidențiat existența unor eforturi de tensiune care se dezvoltă imediat sub ancoraj și în vecinătatea piciorului amonte. Orice deranjament local al rocii, care creează un punct slab în fundație, poate fi sursa de amorsare a unor fisuri, a căror dezvoltare probabilă urmărește linia care unește punctul de ancoraj cu piciorul amonte. După cum rezultă și din diagramele de efort trasate în figura 2-129, valorile tensiunilor scad pe măsură ce adîncimea de ancoraj este mai mare. Localizarea lor se menține însă. De aici rezultă următoarele indicații:

— ancorarea se prevede la o adîncime care să evite sau să reducă la minimum eforturile de tensiune în fundație;

— adîncimea de ancorare fiind stabilită, sînt necesare verificări privind stabilitatea ansamblului baraj-fundație, în ipoteza că fisurile se dezvoltă totuși de-a lungul conturului preferențial indicat.

Prima condiție presupune analize detaliate privind starea de efort creată în fundația barajului precomprimat, fie prin teoria elasticității plane [12], fie prin metoda elementului finit [29]. Pentru analiza stabilității barajului se poate utiliza schema de calcul indicată în figura 2-130 [12]. Se duce un arc de cerc, cu centrul în piciorul aval al barajului (punctul *B*), care trece prin punctul de ancoraj (*A*).

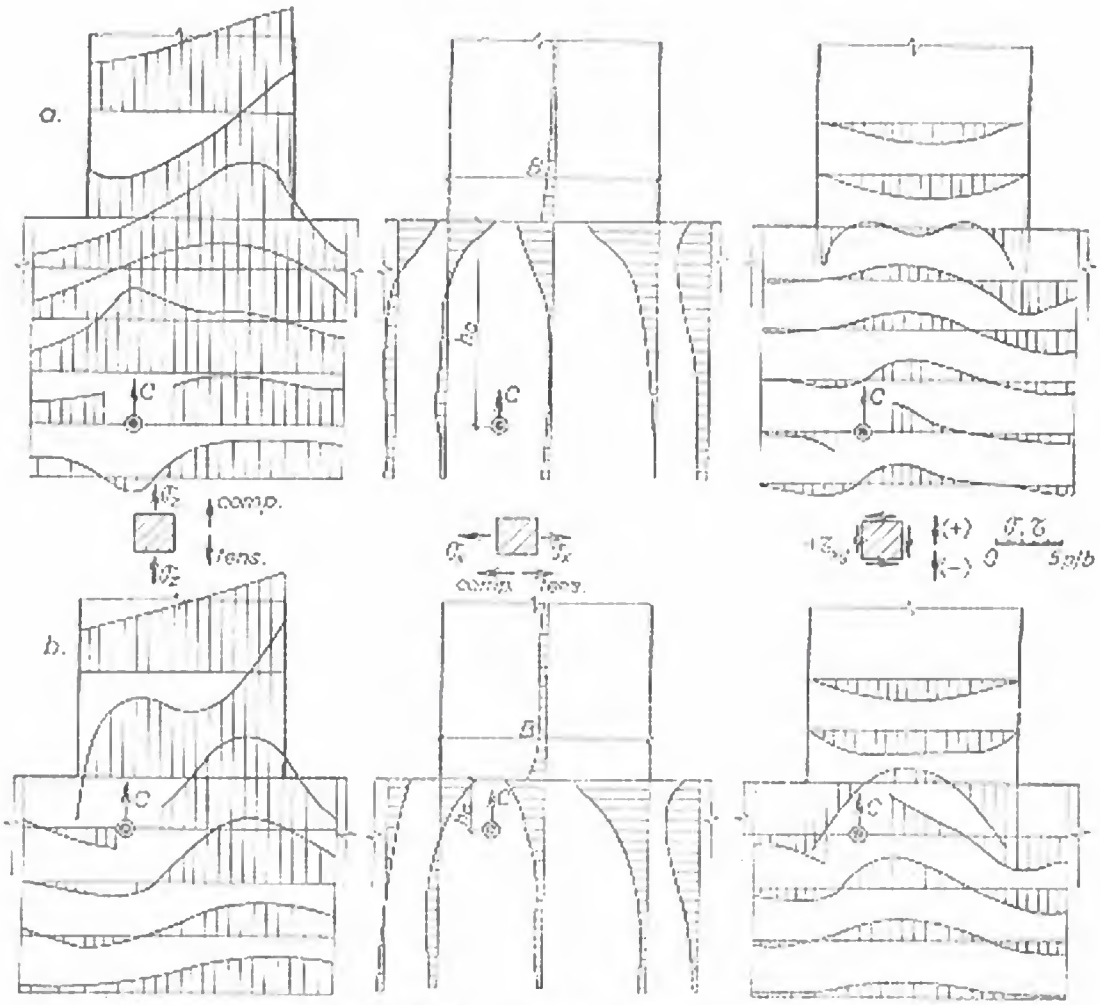


Fig. 2-129. Eforturi în fundația barajelor precomprimate:
a — pentru raport $h_b/B = 1$; *b* — pentru raport $h_b/B = 1{,}4$.

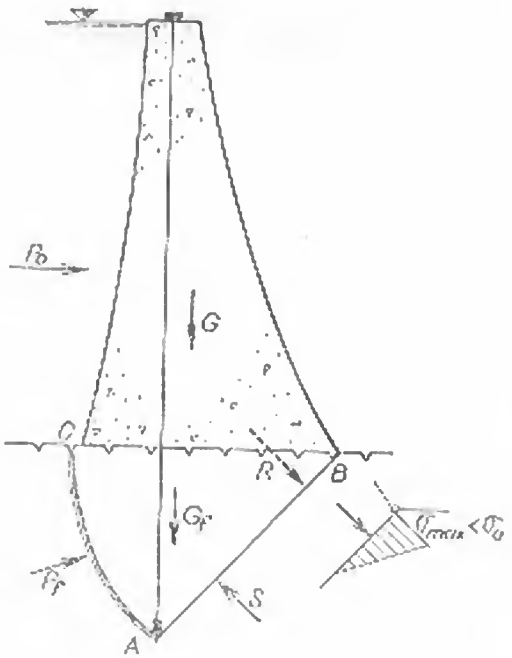


Fig. 2-130. Schemă de calcul pentru verificarea adîncimii ancorajului.

Poziția punctului C va fi în vecinătatea piciorului amonte, iar conturul AC se presupune a fi traiectoria unei fisuri deschise. În lungul ei se admite că acționează presiunea hidrostatică cu valoare integrală, iar pe linia AB subpresiunea are o distribuție liniară, de la valoarea maximă în A, la zero în B. Ținînd seama și de celelalte solicitări (presiunea hidrostatică, greutatea proprie și greutatea rocii din zona ABC), se calculează valoarea și poziția rezultantei R de pe suprafața AB. Dacă această rezultantă cade în interiorul secțiunii AB, adîncimea ancorajului se consideră satisfăcătoare. În același timp eforturile care se dezvoltă pe secțiune, calculate în ipoteza distribuției liniare, trebuie să fie mai mici decît efortul admisibil în fundație.

Deși metoda de verificare propusă este similară cu metodele întîlnite la barajele din materiale locale, valabile pentru materiale necoezive, este interesant de notat că o parte din încercările pe modele făcute pentru barajul *Catagunya* au indicat un mecanism de cedare a barajului similar cu cel din schema de calcul.

86. Relații de calcul

Criteriile de dimensionare ale unui baraj precomprimat, ținînd seama de contribuția adusă de forța de precomprimare, se pot rezuma sub forma următoare:

— eliminarea tensiunilor de la paramentul amonte, în ipoteza lacului plin;

— eliminarea sau limitarea tensiunilor de la paramentul aval, în ipoteza lacului gol;

— stabilitatea la alunecare în secțiunea de fundație și în oricare din secțiunile orizontale din elevație;

— păstrarea eforturilor maxime de compresiune care se dezvoltă în betonul din baraj în limita eforturilor admisibile (în special în zona coronamentului);

— asigurarea unui ancoraj corespunzător și la o adîncime care să evite distrugerea masivului de fundație.

Condițiile de satisfacere și verificare a ultimului criteriu au fost arătate. Modul de selectare a celorlalte în stabilirea formei profilului și a forței de precomprimare diferă între o concepție sau alta [12], [30], [31], dar în toate cazurile dimensionarea se consideră corectă numai atunci cînd sînt îndeplinite toate condițiile enumerate.

Admițînd criteriile clasice de dimensionare pentru barajele de greutate — efort vertical nul la piciorul amonte și stabilitate la alunecare — *R. Prișcu* și *M. Constantinescu* au studiat [30] profilul triunghiular care pe lîngă solicitările obișnuite este comprimat la vîrf cu forța C (fig. 2-131). Din dezvoltarea ecuațiilor de condiție au rezultat relațiile necesare dimensionării:

$$(1-m)\lambda_1^2+\left[\frac{1}{f}\,\frac{\gamma_b}{\gamma}+\frac{2C}{\gamma H^2}\left(\frac{2\gamma_b}{\gamma}-3m+2\right)\right]\lambda_1-$$

$$-\frac{1}{f^2}+\frac{4C^2}{\gamma^2H^4}+\frac{\gamma_b}{\gamma}-m=0 \tag{156}$$

$$\lambda=\frac{1}{\gamma_b-m\gamma}\left(\frac{\gamma}{f}-\frac{2C}{H^2}\right)-\lambda_1\left(1+\frac{\gamma}{\gamma_b-m\gamma}\right). \tag{157}$$

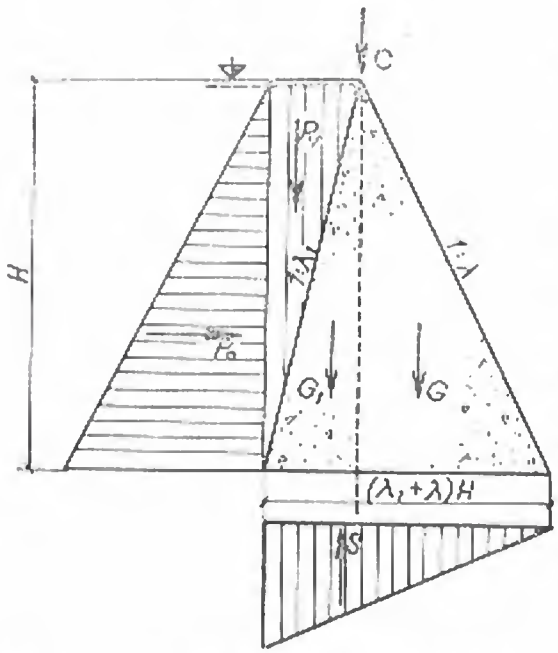


Fig. 2-131. Forțele care acționează asupra unui baraj precomprimat.

Efectuînd unele calcule numerice pe baza relațiilor (156) și (157) au rezultat cifrele prezentate în figura 2-132, *a*. Se constată că:

— parametrul care influențează valorile lui λ și λ_1 este C/H^2; cu cît acesta este mai mare, cu atît înclinările paramentelor față de verticală rezultă mai mici;

— precomprimarea unui baraj este cu atît mai eficientă cu cît forța de comprimare este mai mare și înălțimea barajului este mai mică; la valori reduse ale lui C/H^2 profilul se apropie de cel obișnuit, necomprimat.

În ceea ce privește economicitatea precomprimării s-au făcut unele calcule [30], raportînd diferența între costurile volumului de beton economisit și cel al cablurilor de ancoraj la costul barajului obișnuit. Rezultatele sînt prezentate în figura 2-132, *b*, pentru două valori ale raportului p_a/p_b (între prețul tonei de cabluri gata montate și prețul unui metru cub de beton). Se constată că barajele de înălțimi mai mici se pretează mai bine la precomprimare, realizînd economii teoretice care se pot ridica pînă la 25 ... 30%.

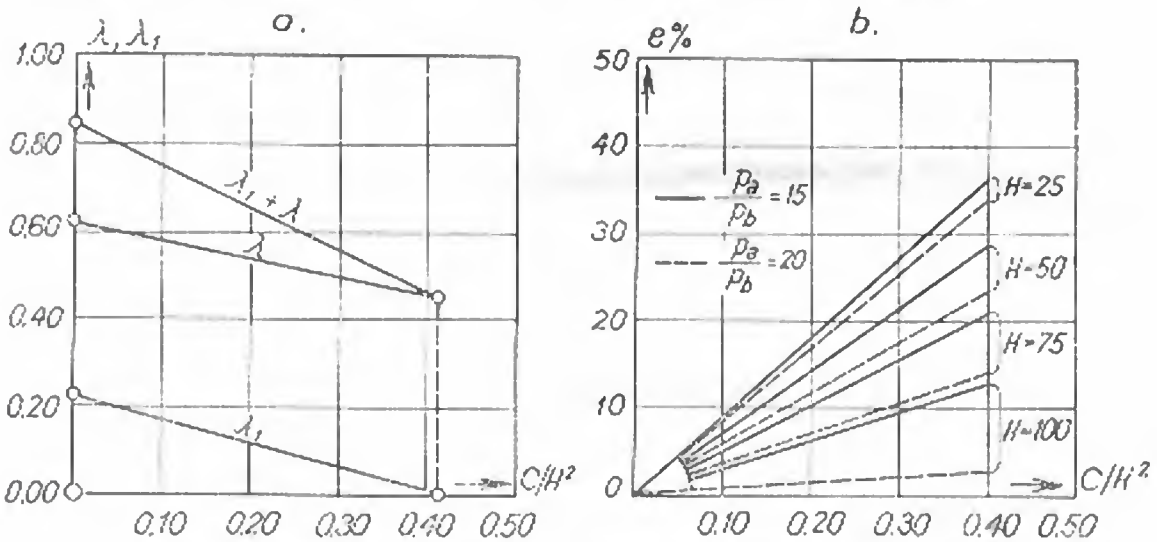


Fig. 2-132. Diagrame caracteristice pentru barajele precomprimate:
a — variația înclinării paramentelor; *b* — variația economiei procentuale.

87. Profilul optim

Profilele triunghiulare studiate anterior nu îndeplinesc în totalitate condițiile impuse unui baraj precomprimat. În ipoteza lacului gol, la paramentul aval se dezvoltă tensiuni, uneori peste limitele admise. La paramentul amonte eforturile de

compresiune păstrează valori destul de mari în elevație, indicînd posibilitatea de a renunța la o parte din volumul de beton din această zonă. Este rațional deci a se căuta o formă a profilului — considerată optimă — care să elimine aceste neajunsuri.

R. Prișcu și M. Constantinescu admit [31] drept criterii de dimensionare condițiile de efort vertical amonte mai mare sau egal cu zero, în ipoteza lacului plin, și de efort vertical aval mai mare sau egal cu zero, în ipoteza lacului gol. Odată stabilită forma profilului, se verifică coeficienții de frecare care trebuie asigurați în beton și în fundație.

În conformitate cu figura 2-133, parametrii de dimensionare se consideră grosimea relativă (λ), care, la o cotă z, se definește ca raportul dintre grosimea barajului la cota z și poziția (x) a paramentului amonte față de verticala forței de precomprimare C.

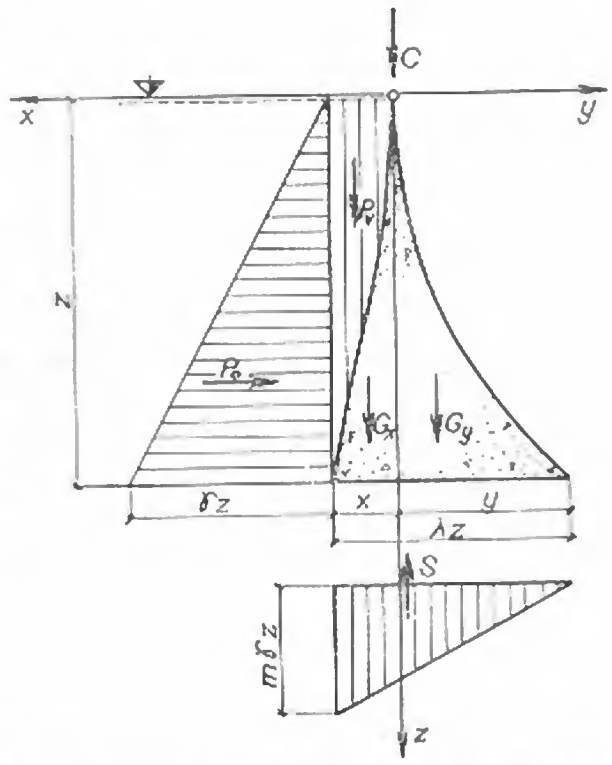


Fig. 2-133. Schema încărcărilor pentru determinarea profilului optim.

Condițiile impuse se pot scrie sintetic sub forma:

$$\textit{lac plin} \qquad \sigma_{am}(z) = \sigma_0 z\varepsilon_0 \qquad \varepsilon_0' \geqslant 0 \tag{158}$$

$$\textit{lac gol} \qquad \sigma_{av}(z) = \sigma_0 z\varepsilon \qquad \varepsilon \geqslant 0 \tag{159}$$

în care σ_0 este efortul admisibil în beton.

Sumînd condițiile (158) și (159) și dezvoltînd, în baza schemei de calcul din figura 2-133, rezultă ecuația de bază:

$$\sigma_0(\varepsilon_0 + \varepsilon)(x+y)^2 z = 2(x+y)\left[\gamma_b \int_0^z (x+y)\,dz + c\right] - n\gamma(x+y)^2 z -$$

$$- \gamma z^3 + \gamma\left[x(x+4y)z - 2(2y-x)\int_0^z x\,dz - 3\int_0^z x^2 dz\right]. \tag{160}$$

Ultima paranteză mare din ecuația (160) cuprinde tocmai efectul presiunii verticale a apei. Dacă forma paramentului amonte (x) este definită sub o formă analitică cunoscută $x = x(z)$, ecuația este funcție numai de $\lambda = x + y$ și se poate integra. Admițînd paramentul amonte liniar ($x = \beta\lambda z$) sau parabolic ($x = \beta\lambda z^2$), soluția generală a ecuației (160) are expresia:

$$\left(\frac{z}{c}\right)^3 = \lambda\left(1 - \frac{\lambda^2}{\lambda_0^2}\right)^{-p}, \tag{161}$$

unde:

$$c = \sqrt{\frac{2C}{\gamma}};$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma_v - m\gamma - \sigma_0(\varepsilon_0 + \varepsilon)}};$$

$$p = 1 - \frac{\gamma_b \lambda_0^3}{2\gamma};$$

$\gamma_v = \gamma\beta(2 - \beta)$ — pentru parament amonte liniar;

$\gamma_v = \gamma\beta(2{,}67 - 1{,}60\,\beta)$ — pentru parament amonte parabolic;

$\beta = 0{,}2 \ldots 0{,}3$.

Forma reală a paramentului amonte se stabilește din condiția (159), care asociată cu condiția sumă (160) implică și verificarea condiției (158).

Derivînd în raport cu z și dezvoltînd, rezultă:

$$x = \frac{1}{3}\left[\lambda z - \int_0^z \frac{\lambda^2 z^2\,dz}{\frac{\gamma}{\gamma_b}c^2 + 2\int_0^z \lambda z\,dz} + K\right]. \qquad (162)$$

Deoarece z s-a determinat în ipoteza unei forme date a paramentului amonte, după rezolvarea ecuației (162) trebuie să se revină în relația (161) și să se corecteze corespunzător coeficienții λ_0 și p.

Examinînd funcție de raportul z/c coeficienții de alunecare ai barajului astfel dimensionat (profilele cîtorva baraje de diferite înălțimi sînt prezentate în figura 2-134), rezultă că stabilitatea la alunecare a profilului reclamă valori ale coeficientului de frecare statică de circa 0,65 în fundație și 0,67 în beton.

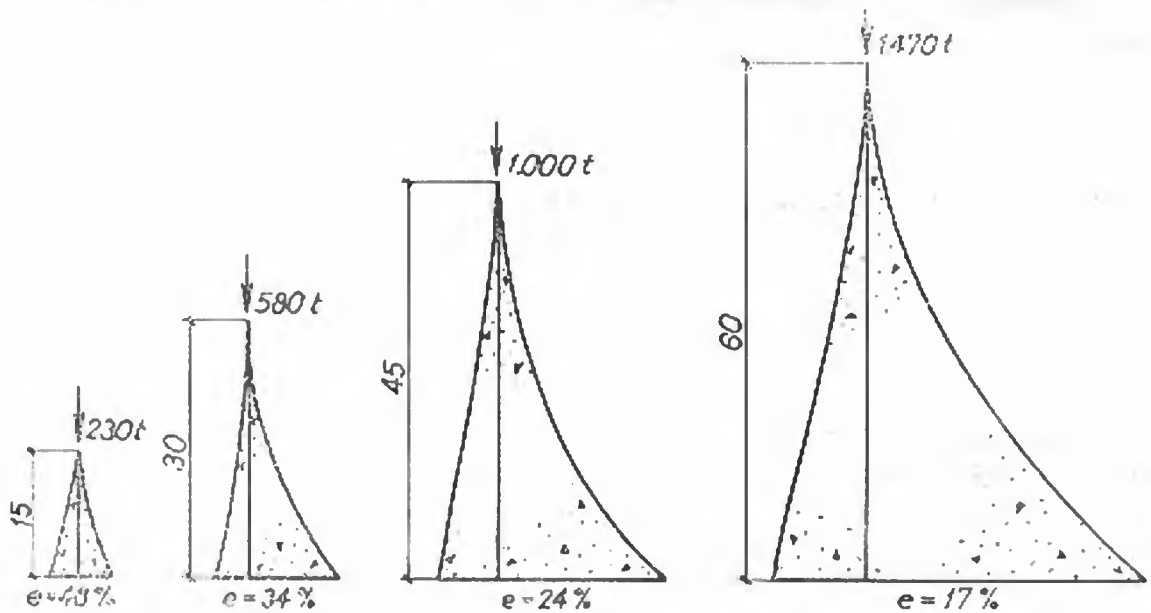


Fig. 2-134. Profilele unor baraje precomprimate dimensionate cu forța de precomprimare optimă.

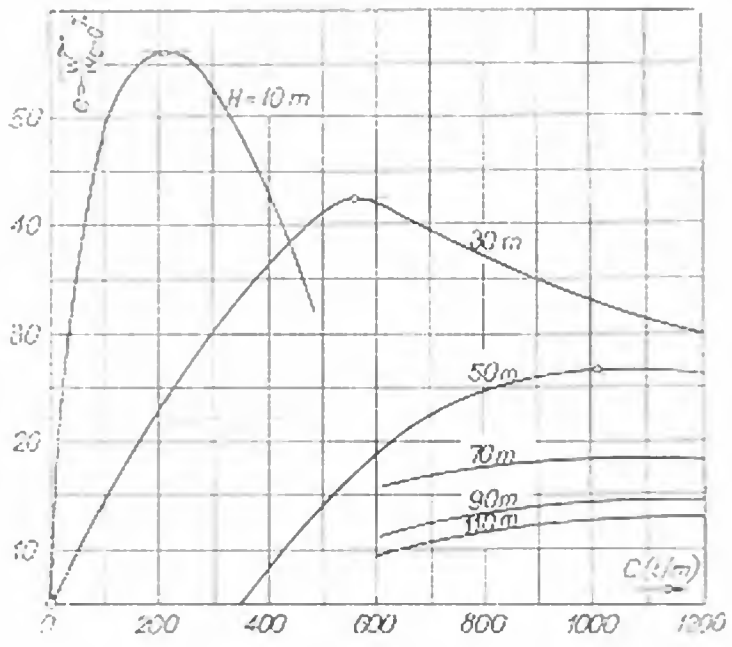


Fig. 2-135. Variația economiei procentuale cu forța de precomprimare pentru diverse înălțimi de baraj.

Economicitatea acestui profil optimizat a fost studiată pe baza acelorași principii. Considerînd baraje de diverse înălțimi, între 0 și 100 m, precomprimate cu forțe cuprinse între 0 și 1200 t/m, rezultă variația economiei procentuale (e, %) în funcție de C și H (fig. 2-135).

Se constată că pentru o înălțime dată a barajului există o forță unică de precomprimare, C, care asigură economii maxime. Se confirmă din nou că barajele de înălțimi mici sînt mai adecvate soluțiilor de precomprimare, conducînd de această dată la economii teoretice de pînă la 50%.

88. Reducerea în timp a forței de precomprimare

Din cauza fluajului betonului și a altor fenomene fizice destul de complicate care apar în timp (deformarea rocii de fundație, contracția betonului etc.), forța de tensiune din cablurile de ancoraj ale unui baraj precomprimat își pierde din intensitate cu timpul. Considerînd preponderent fenomenul de fluaj, se caută valoarea forței de precomprimare pierdută în timp, din această cauză.

Se notează [30] cu C forța inițială de precomprimare și cu C_{fl} pierderea datorită fluajului la timpul t. Astfel, dacă precomprimarea se efectuează la $t = 0$, la un timp oarecare t forța de precomprimare este $(C - C_{fl})$. Se admite, funcție de modul în care se construiește un baraj, că deformarea specifică a betonului pe verticala ancorajului variază în timp și în spațiu după legea (fig. 2-136, *b*):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}\varphi(t, x) = \frac{\sigma}{E} n_x(1 - e^{-\nu t}) \qquad (163)$$

în care funcția $\varphi(t, x)$ este constituită din produsul a două funcții: una, n_x, variabilă liniar cu ordonata x, cealaltă, variabilă exponențial cu timpul $(1 - e^{-\nu t})$.

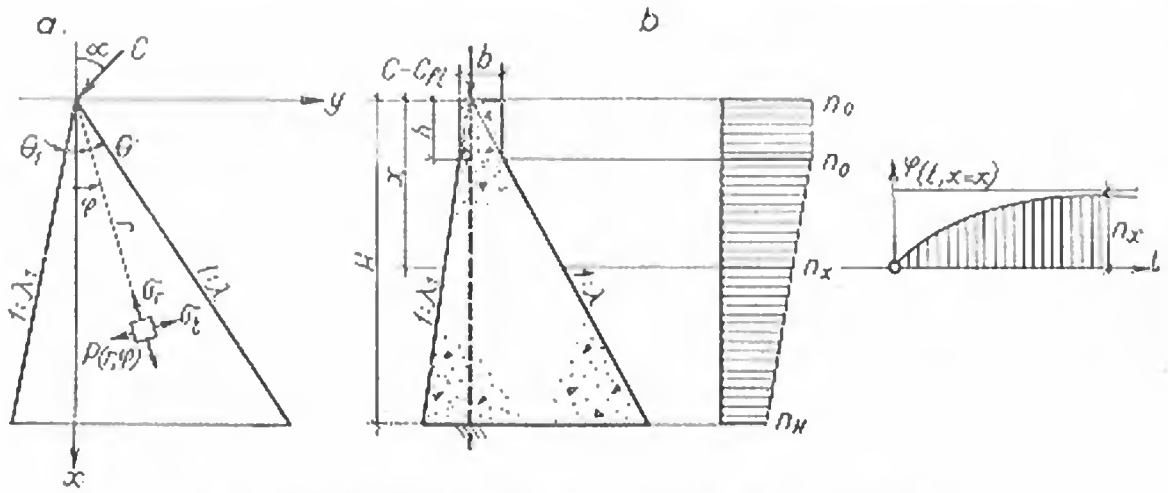


Fig. 2-136. Efectul fluajului asupra forței de precomprimare:
a — schema de calcul a stării de efort; *b* — elementele funcției de fluaj.

Starea de efort din baraj se determină prin teoria elasticității, studiind în coordonate polare pana triunghiulară asimetrică, solicitată de o forță aplicată în vîrf și orientată arbitrar (fig. 2-136, *a*). Ecuația diferențială de bază a pierderii prin fluaj se găsește scriind că, într-un interval elementar de timp dt, deformația fibrei de beton pe verticala Ox este egală cu deformația cablurilor:

$$\frac{dC_{fl}}{dt} + K_c \nu e^{-\nu t} C_{fl} = (K_c C - K_y \gamma_b)\nu e^{-\nu t} \tag{164}$$

în care K_c și K_y sînt doi coeficienți numerici, dependenți de înclinările paramentelor (θ și θ_1), de înălțimea barajului (H) și a coronamentului (h), de lățimea la coronament (b) și de aria cablurilor de precomprimare (A_a).

Soluția ecuației (164) este de forma:

$$C_{fl} = \left(C + \frac{K_y}{K_c}\gamma_b\right)[1 - e^{-K_c(1-e^{-\nu t})}], \tag{165}$$

care după un timp foarte mare ($t = \infty$), devine:

$$C_{fl} = \left(C + \frac{K_y}{K_c}\gamma_b\right)(1 - e^{-K_c}). \tag{166}$$

În cazul unui baraj de 40 m înălțime, avînd înclinările paramentelor $\lambda_1 = 0{,}092$ și $\lambda = 0{,}519$, precomprimat cu o forță de 400 t/m, a rezultat o pierdere de tensiune prin fluaj de 8,8‰, din care 7,2‰ provine din forța de precomprimare și 1,6‰ din acțiunea greutății proprii. Numeroase alte calcule numerice indică valori apropiate, confirmînd recomandarea generală [12] de a se considera o pierdere în timp de ordinul a 10% din forța inițială de precomprimare. Tot din aceste calcule [30] mai rezultă că:

— efectul fluajului betonului asupra forței de precomprimare crește cu cît profilul este mai zvelt și înălțimea barajului mai redusă;

— acțiunea greutății proprii a betonului asupra fluajului este cu atît mai accentuată cu cît înălțimea barajului este mai mare.

BIBLIOGRAFIE

1. Smith, N. A. *Early Spanish dams.* Endeavour, january, 1969.
2. Bourgin, A. *Cours de calcul des barrages.* Paris, 1955.
3. I.C.O.L.D. *World register of dams.* 1965.
4. Mermel, T. W. *The world's highest dams.* Washington, 1970.
5. Creager, W., Justin, I., Hinds, I. *Engineering for dams.* New York, 1957.
6. U.S.B.R. *Treatise on dams,* Vol. IX, Gravity dams, Denver, 1960.
7. Stagg, K. G. *Rock mechanics in dam engineering. Theory of arch dams.* Southampton, 1964.
8. Lossmann, K. *Fundarea barajelor de greutate* (în limba cehă). Praga, 1950.
9. Prişcu, R., Băncilă, I., Teodorescu, A., Flegont, G. *La construction de deux barrages dans le flysh carpathique de Roumanie.* Dixième Congrès des Grands Barrages, Montreal, 1970.
10. I.S.P.H. *Normativ departamental pentru proiectarea şi executarea etanşării şi consolidărilor rocilor stîncoase prin injecţii cu ciment.* Bucureşti, 1965.
11. Comite Nacional Español de Grandes Presas. *Instruccion para proyecto, construccion y explotacion de grandes presas.* Revista de obras publicas, abril, 1964.
12. Davis, C., Sorensen, K. *Handbook of applied hydraulics.* New York, 1969.
13. Tölke, F. *Talsperren.* Berlin, 1938.
14. * * * *Norme* A.C.A.I. e Ministeriale — *Constructione de dighe di ritenuta.* Milano, 1963.
15. * * * *Norme şi condiţii tehnice pentru barajele de greutate* (în limba rusă). Moscova, 1960.
16. Grişin, M. M. *Construcţii hidrotehnice* (trad. din limba rusă). Bucureşti, 1958.
17. Prişcu, R., Constantinescu, M. *Linii caracteristice în profilele barajelor de greutate triunghiulare* (în curs de publicare).
18. Prişcu, R. *Eforturi produse de cutremur în barajele de greutate.* Studii şi cercetări de mecanică şi metalurgie, nr. 3, 4, 1952.
19. Zienkiewicz, O. C., Gerstner, R. W., *Foundation elasticity effects in gravity dams.* Proceedings I.C.E., june, 1961.
20. Kocchlin, R. et M. *Usines hidroélectriques.* Paris, 1926.
21. Vasiliu, M. *Fondation du barrage des Portes de Fer.* Dixième Congrès des Grandes Barrages, Montreal, 1970.
22. Prişcu, R. *Asupra profilului optim al barajelor de greutate.* Studii şi cercetări de mecanică şi metalurgie, nr. 4, 1953.
23. Prişcu, R., Olteanu, Gh. *Studiu asupra barajelor de greutate cu parament amonte negativ.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 4, 1963.
24. Prişcu, R., Iamandi, C. *Consideraţii asupra dimensionării barajelor de greutate cu profilul trapezoidal.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 3, 1960.
25. Prişcu, R., Popovici, A., Stematiu, D. *Une solution pour le choix du profil optimal des barrages fluviaux,* Buletinul ştiinţific ICB, nr. 4, 1971.
26. Prişcu, R., Popovici, A. *Une solution générale concernant le calcul des barrages — poids triangulaires.* Revue roumaine des sciences techniques, nr. 5, 1965.
27. Prişcu, R., Popovici, A. *Optimizarea profilelor la barajele de greutate şi cu contraforţi.* Buletinul ştiinţific ICB, nr. 4, 1970.

28. Prișcu, R. *Asupra barajelor de greutate cu rosturi lărgite.* Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr. 3, 4, 1954.

29. Constantinescu, M., Sandi, H., Burciu, A., Lăzărescu, M., Sandi, A.M., *Étude du travail conjoint des barrages — poids, précontraints fondés sur des roches hétérogènes par la méthode des éléments finis.* Buletinul științific ICB, nr. 4, 1971.

30. Prișcu, R., Constantinescu, M. *Considérations concernant la surélevation et la construction en étapes des barrages poids, par précontrainte.* Sixième Congrès des Grands Barrages, New York, 1958.

31. Prișcu, R., Constantinescu, M. *Profilul optim al barajelor de greutate precomprimate* (în curs de publicare).

CAPITOLUL 3

BARAJE ARCUITE

§ 1. SCURT ISTORIC

1. Primele baraje arcuite

Dintre toate tipurile de baraje, barajele arcuite au apărut cel mai tîrziu. Primul cunoscut în Europa este barajul *Ponte Alto* din Italia (fig. 3-1). Construcţia lui a început în anul 1611, fiind supraînălţat în mai multe etape pînă în anul 1887, cînd a atins înălţimea de 40 m. Se pare că acest baraj, construit din zidărie de piatră, a fost într-adevăr conceput să acţioneze ca un baraj arcuit.

În anul 1849 se construieşte în Franţa barajul *Zola*, iar în 1884 barajul american *Bear Valley*. Între anii 1900—1915 numărul barajelor arcuite creşte, iar în perioada 1920—1930, datorită marii dezvoltări pe care o iau amenajările hidroelectrice, construcţia barajelor arcuite se intensifică.

În anul 1921 intră în funcţiune barajul *Montsalvens* în Elveţia, înalt de 55 m, primul baraj modern de acest tip din Europa. După el urmează barajele *Pacoima*, *Diablo*, *Ariel*, în S.U.A., *Marèges* în Franţa, *Montejaque* în Spania, construcţii reprezentative pentru acestă perioadă. Barajele arcuite cu dublă curbură sau în cupolă apar mai frecvent după anul 1945, odată cu dezvoltarea metodelor de calcul. Printre

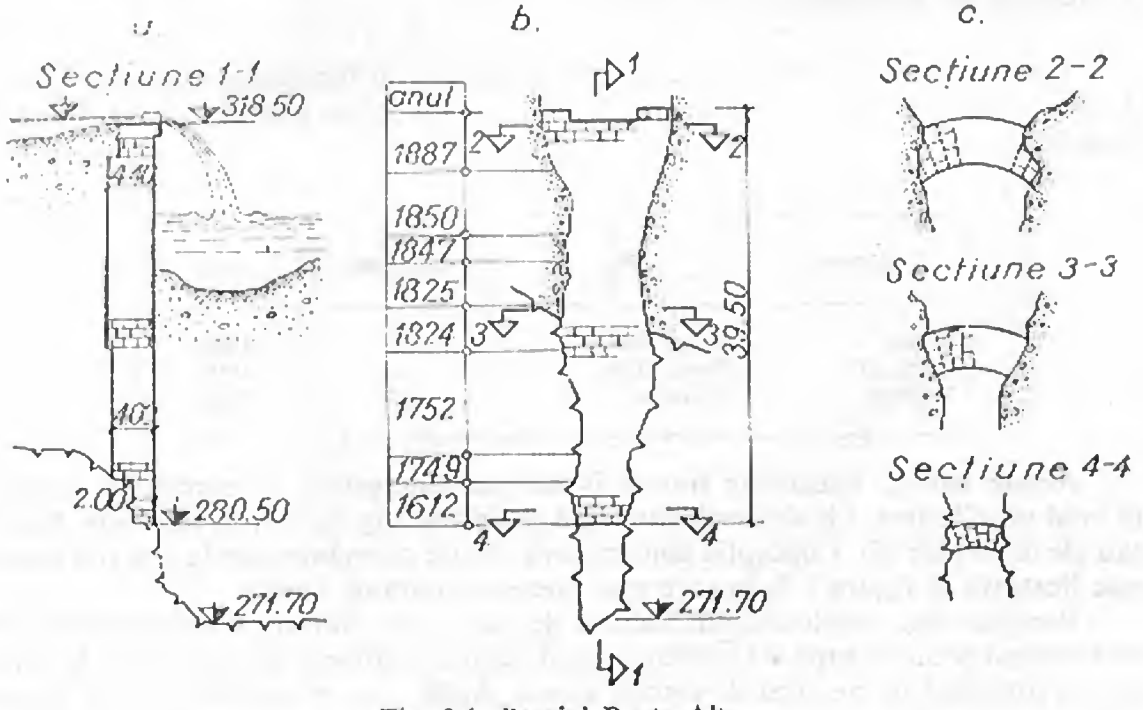


Fig. 3-1. Barajul Ponte Alto:
a — secţiune transversală; *b* — vedere; *c* — secţiuni orizontale.

acestea se pot cita *Seminoe* (S.U.A.), *Tignes*, *Couesque* (Franța), *Rossens*, *Moiry*, *Mauvoisin* (Elveția), *Lumiei*, *Santa Giustina*, *Vaiont* (Italia), *Cabril*, *Bouça* (Portugalia), *Almendra* (Spania), *Limberg*, *Drossen* (Austria) etc.

2. Date statistice

O statistică [1] referitoare la modul în care a evoluat în timp construcția barajelor arcuite mai înalte de 15 m, indică pe perioade:

înainte de 1800	— baraje
1800—1949	2 baraje
1850—1899	10 baraje
1900—1919	52 baraje
1920—1939	187 baraje
1940—1949	64 baraje
1950—1959	166 baraje
1960—1962	67 baraje
Total	548 baraje

Registrul marilor baraje din 1965 [2] inventaria circa 200 de baraje arcuite cu înălțimea mai mare de 30 m construite în perioada 1900—1965, dintre acestea 122 depășind 75 m, iar 64 depășind 100 m. O referire mai recentă [3] arată că în anul 1968 existau peste 600 de baraje arcuite în funcțiune.

3. Stadiul în România

Înainte de anul 1960 în țara noastră se găseau în funcțiune, după un interval de peste 50 de ani de la construcția lor, cîteva baraje de greutate de tip Incze [4] (tabelul 3-1).

TABELUL 3-1.

Barajul	Rîul	Înălțimea (m)	Anul
Rișca	Rișca mică	21	1906
Sadu II	Sadu-Sibiu	14	1907
Văliug	Bîrzava	27	1909

Aceste baraje, construite numai în scopuri energetice, se comportă și astăzi în mod satisfăcător. Ele sînt realizate după proiectele inginerului *O. Incze* din Aachen sau ale urmașilor săi. Concepția constructivă, foarte asemănătoare la cele trei baraje, este ilustrată în figura 3-2, în care este prezentat barajul Văliug.

Barajele sînt construite din zidărie de piatră cu mortar. Paramentul amonte este etanșat printr-o șapă de mortar gras, de cîțiva centimetri grosime, care la rîndul ei este protejată de un strat de torcret armat. Apele care se pot infiltra sînt drenate printr-o rețea de tuburi verticale, situată în apropierea paramentului. La *Văliug*, pentru a opri pătrunderea apei sub piciorul amonte, această zonă este acoperită de o prismă de argilă, protejată de un strat de umplutură obișnuită.

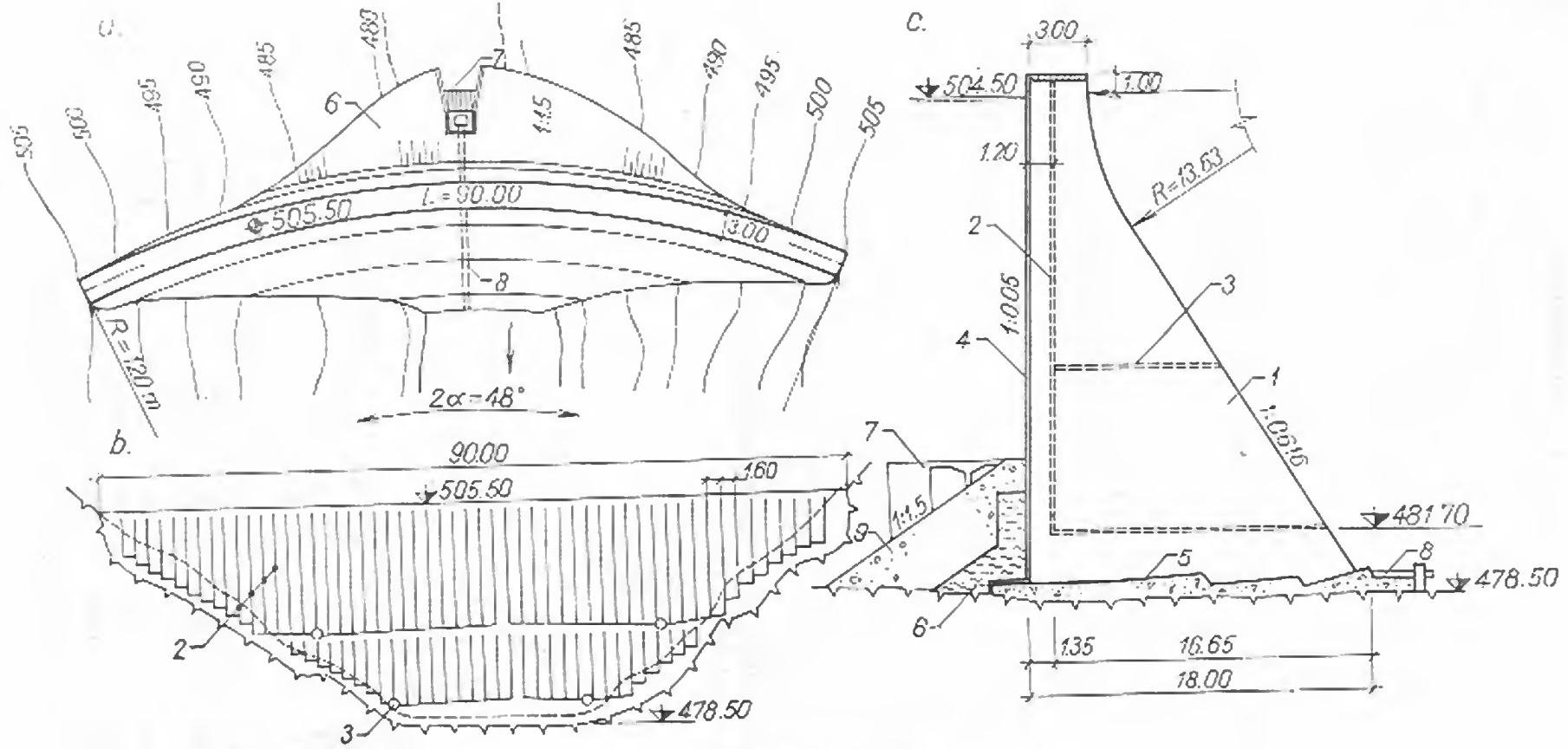


Fig. 3-2. Barajul Văliug:

a — vedere în plan; *b* — profil desfăşurat prin axul de coronament; *c* — secţiune transversală; *1* — zidărie de piatră cu mortar; *2* — tub de drenaj; *3* — tub colector; *4* — şapă de mortar; *5* — beton; *6* — argilă compactată; *7* — priză; *8* — golire de fund; *9* — umplutură.

Din punct de vedere static, profilele triunghiulare ale acestor baraje au baza mai redusă decît ar rezulta dintr-o dimensionare efectuată după normele actuale pentru baraje de greutate. Acest fapt se explică prin neglijarea acțiunii defavorabile a subpresiunilor. Stabilitatea acestor construcții se datorește transmiterii unei părți din presiunea hidrostatică la versanți, asigurată de forma lor curbă în plan. Acțiunea în planuri orizontale este determinată de lipsa rosturilor transversale de dilatație, care, în cazul barajelor de greutate obișnuite, împart barajul în ploturi.

În cadrul planurilor de dezvoltare economică lansate după anul 1950 în România, unele acumulări artificiale, cu un rol important în gospodărirea apelor, au fost realizate prin construcția unor baraje arcuite (tabelul 3-2).

TABELUL 3-2.

Barajul	Rîul	Înălțimea (m)	Anul
Negovanu	Sadu	62	1960
Teliuc	Cerna	48	1963
Vidraru	Argeș	167	1966
Baciu	Doamnei	34	1967
Vîlsan	Vîlsan	24	1968
Cumpănița	Cumpănița	33	1968
Paltinul	Doftana	108	1971

În perioada actuală se găsesc în construcție barajele *Tarnița* ($H = 97$ m) pe rîul Someș și *Galbenu* ($H = 60$ m) pe rîul Lotru (fig. 3-3).

Alte baraje arcuite sînt în faza de studiu pe rîurile Sebeș, Cerna, Dîmbovița, Lotru, Drăgan, Rîul Mare etc.

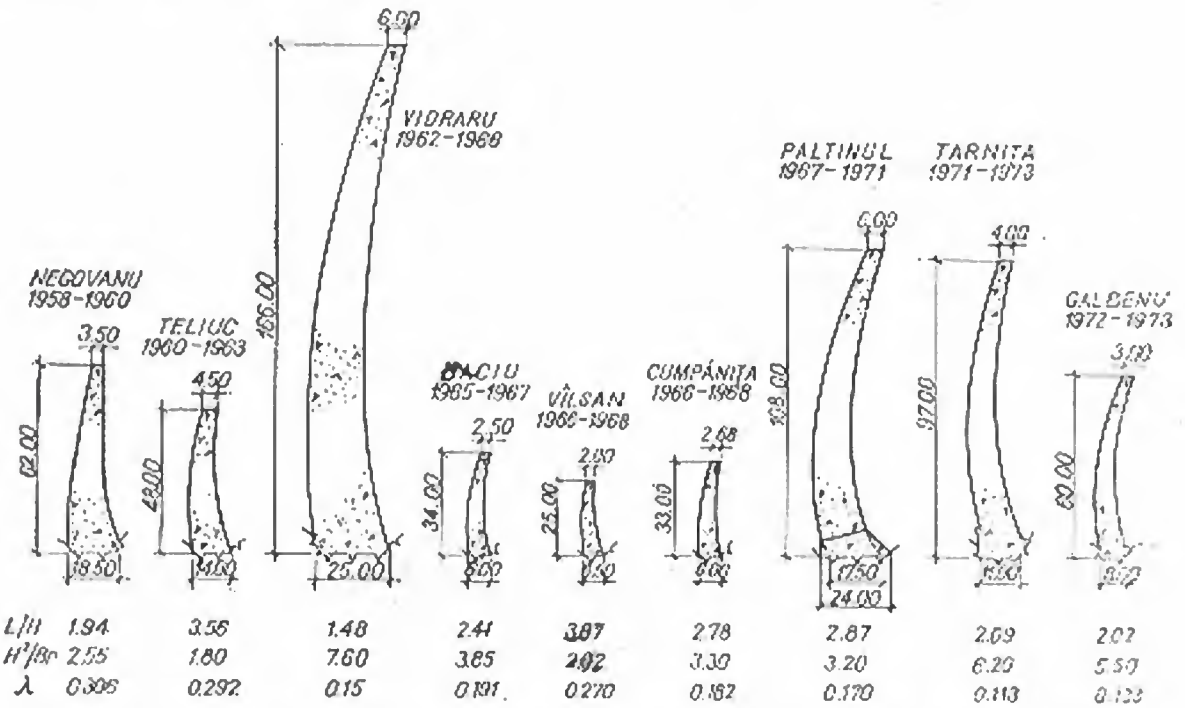


Fig. 3-3. Profilele barajelor arcuite construite sau în construcție în România.

§ 2. CLASIFICAREA BARAJELOR ARCUITE

4. Denumiri

Spre deosebire de un baraj de greutate, un baraj arcuit transmite sarcinile la care este supus atît după verticală cît şi după orizontală. Se consideră că barajul este constituit dintr-o serie de console verticale, încastrate la bază în roca de fundaţie, şi dintr-o serie de arce orizontale, încastrate în versanţi (fig. 3-4).

Dacă sarcinile sînt preluate în mai mare măsură după verticală, barajul este de tipul de *greutate în arc;* dacă sarcinile sînt preluate în principal după orizontală, barajul este de tipul *în arc.*

5. Criterii de clasificare

O delimitare precisă între cele două tipuri de baraje arcuite este dificilă. După diverşi autori, criteriile pe baza cărora acestea se pot clasifica sînt rapoartele: L/H; H^2/Br; $L_3^2H^2/V$.

— După *raportul* L/H, între lungimea coardei la coronament şi înălţimea barajului, se deosebesc baraje:

de greutate în arc..... $1.5 < \frac{L}{H} < 3.5$;

în arc ..... $\frac{L}{H} < 1{,}5$.

Baraje arcuite pot fi construite însă şi în văi mai largi. Pentru exemplificare se prezintă cîteva dintre barajele arcuite care au raportul $L/H > 3{,}5$ (tabelul 3-3).

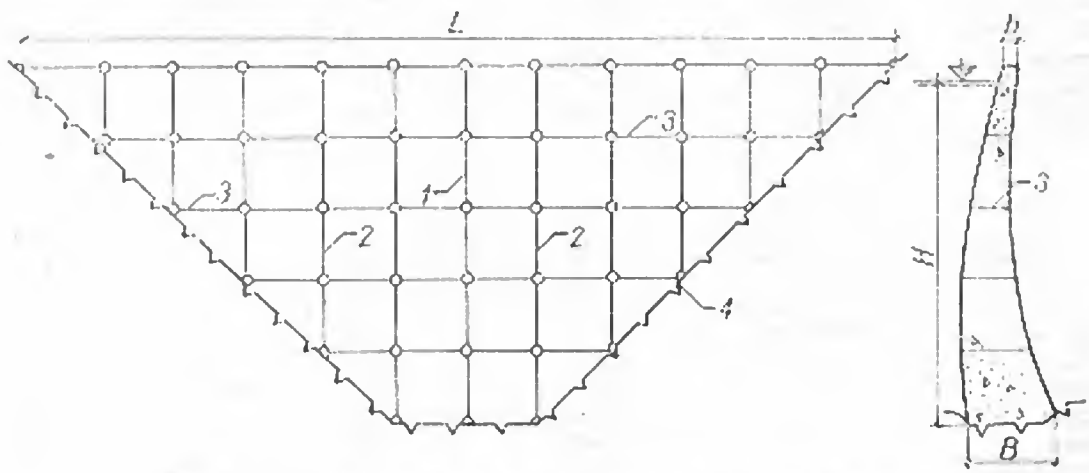


Fig. 3-4. Împărţirea în arce şi console a unui baraj arcuit:
1 — consola maestră; *2* — console verticale; *3* — arce orizontale; *4* — conturul fundaţiei.

TABELUL 3-3.

Barajul	Țara	Anul	Înălțimea (m)	L/H
Schiffenen	Elveția	1962	47	6,30
Laouzas	Franța	1965	50	5,00
Kariba	Zambia	1960	125	4,20
Valle di Lei	Elveția	1961	143	3,80
Teliuc	România	1958	48	3,60

— După *raportul* $H^2/Br = H/\lambda r$, între pătratul înălțimii și produsul dintre lățimea la bază și raza de curbură la coronament, se deosebesc baraje:

de greutate în arc ..... $0,5 < \frac{H^2}{Br} < 8$

în arc ..... $\frac{H^2}{Br} > 8$

Acest raport joacă un rol important la calculul barajelor după metoda rezervorului.

— *Coeficientul de îndrăzneală* $L_a^2H^2/V$ este definit de raportul între produsul pătratelor lungimii desfășurate la coronament și al înălțimii și volumul barajului. Observînd că raportul V/L_aH conduce la noțiunea de grosime medie, coeficientul de îndrăzneală se mai poate exprima sub forma L_aH/t_m, adică raportul dintre suprafața dreptunghiulară L_aH și grosimea medie a barajului t_m. Cu cît această cifră este mai mare, cu atît barajul poate fi considerat mai îndrăzneț.

Pentru exemplificare, în tabelul 3-4 se prezintă coeficienții de îndrăzneală ai unor baraje realizate în lume, în ordinea înălțimii lor. În tabelul 3-5 se prezintă aceiași coeficienți pentru barajele construite în România.

TABELUL 3-4.

Barajul	Țara	Anul	H (m)	L_a (m)	V (mii m³)	$L_a^2H^2/V$ (mii m)
Vaiont	Italia	1960	262	190	353	7,10
Mauvoisin	Elveția	1957	227	520	2000	7,60
Pahlavi-Dez	Iran	1962	203	240	465	5,15
Kurobe	Japonia	1963	186	437	1360	4,85
Tignes	Franța	1952	178	375	635	7,21
Karadj	Iran	1961	168	390	718	6,70

TABELUL 3-5.

Barajul	Țara	Anul	H (m)	L_a (m)	V (mii m³)	$L_a^2H^2/V$ (mii m)
Negovanu	România	1960	62	157	46	2,06
Teliuc	„	1963	48	222	56	1,93
Vidraru	„	1966	167	307	470	5,55
Baciu	„	1967	34	98	10	1,11
Vîlsan	„	1968	24	99	7	0,81
Cumpănița	„	1968	33	110	9	1,47
Paltinul	„	1971	108	465	280	9,00

§ 3. CONDIȚII GEOLOGICE

6. Calitățile rocii de fundație

Datorită dimensiunilor mai reduse și sarcinilor unitare mai mari pe care barajele arcuite le transmit terenului, condițiile geologice necesare pentru construcția lor sînt mult mai pretențioase. Rocile din care sînt alcătuiți versanții și fundul văii trebuie să fie rezistente, monolite și nedeformabile sub sarcină, etanșe și nedegradabile în contact cu apa.

Aceste calități sînt în general îndeplinite de rocile eruptive și metamorfice nedegradate și de cele sedimentare de bună calitate. Chiar dacă aceste condiții nu sînt suficient de favorabile, proprietățile fizico-mecanice ale rocilor pot fi îmbunătățite prin lucrări de consolidare.

7. Cercetări de geologie inginerească

Proiectarea unui baraj arcuit trebuie începută numai după o temeinică cunoaștere a structurii geologice a amplasamentului. Siguranța și economicitatea lucrării depind în mare măsură de cunoașterea exactă a naturii petrografice și a tectonicii rocii, a gradului ei de alterare ca și a caracteristicilor ei fizico-mecanice.

În funcție de condițiile locale se execută decapări, tranșee, puțuri, galerii și foraje, prin intermediul cărora se determină adîncimea rocii de fundare și eventualele accidente geologice (falii, brecifieri, alunecări). Totodată, se face și recunoașterea geologică a cuvetei viitorului lac de acumulare, pentru a se prevedea din timp efectul lacului asupra versanților și a stabili eventualele măsuri de reducere a pierderilor prin infiltrații.

În mod deosebit se studiază caracteristicile geotehnice ale terenului de fundație, ele avînd o influență însemnată asupra alegerii formei în spațiu și a dimensiunilor acestor baraje.

Pentru exemplificare, se prezintă caracteristicile rocii de fundație și lucrările de studii efectuate pentru unele dintre barajele executate în România [5], [6].

Barajul *Negovanu* este fundat pe o rocă constituită din gnaisuri mixte și paragnaisuri de bună calitate. Încercările de compresibilitate, efectuate cu prese plate cu diametrul de 50 cm, au indicat un modul de elasticitate mediu de 100 000 kg/cm^2 și o rezistență admisibilă mai mare de 50 kg/cm^2.

În amplasamentul barajului *Vidraru* roca de fundație este alcătuită din gnaisuri granitice, cu conținut ridicat de cuarț și feldspat. Încercările geotehnice s-au efectuat cu prese hidraulice, care apăsau pe plăci rigide cu diametrul de 50, 56 și 80 cm și cu prese plate cu diametrul de 150 cm. Ținînd seama de ansamblul condițiilor geologice, pentru încărcările normale s-au recomandat valorile lui E și σ (fig. 3-5).

Rezultă că în cazul barajelor înalte este indicat a se renunța la unii indici globali și a se lua în considerare variația proprietăților fizico-mecanice ale rocii în albie și pe versanți.

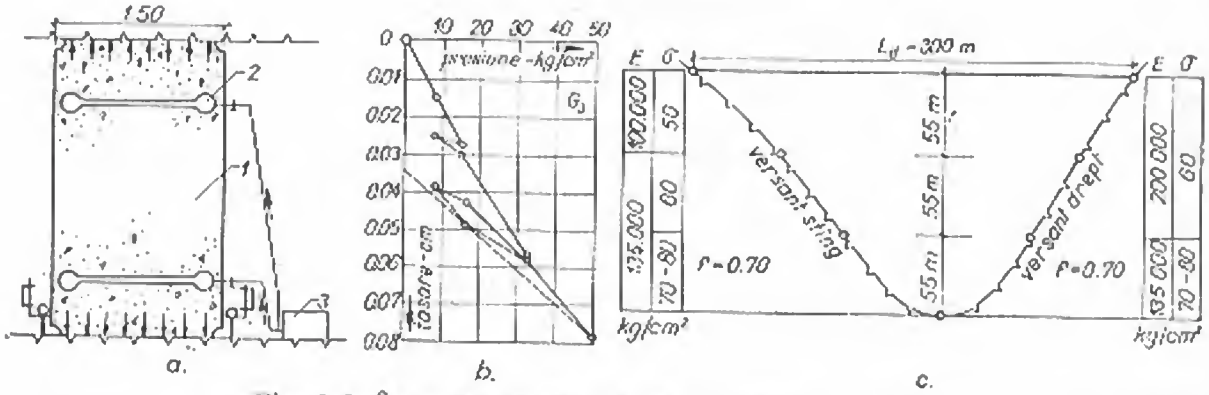


Fig. 3-5. Încercări geotehnice pentru barajul Vidraru:
a — dispozitiv de încercare; *b* — relația dintre tasări și presiuni; *c* — indici geotehnici pe conturul de fundație; *1* — masiv de beton; *2* — presă plată; *3* — pompă.

O situație specială prezintă fundația barajului *Paltinul*. Asimetria morfologică a amplasamentului este dublată de o asimetrie geologică, stratificația naturală a gresiilor și alternanța de gresii cu șisturi de gresii argiloase oferind condiții de fundare diferite pe cei doi versanți. În zona amplasamentului se disting patru tipuri litologice indicate în figura 3-6.

Pentru determinarea modulului de elasticitate E_e și a modulului de deformație E_d al rocii, s-au executat o serie de încercări de compresibilitate cu ajutorul preselor

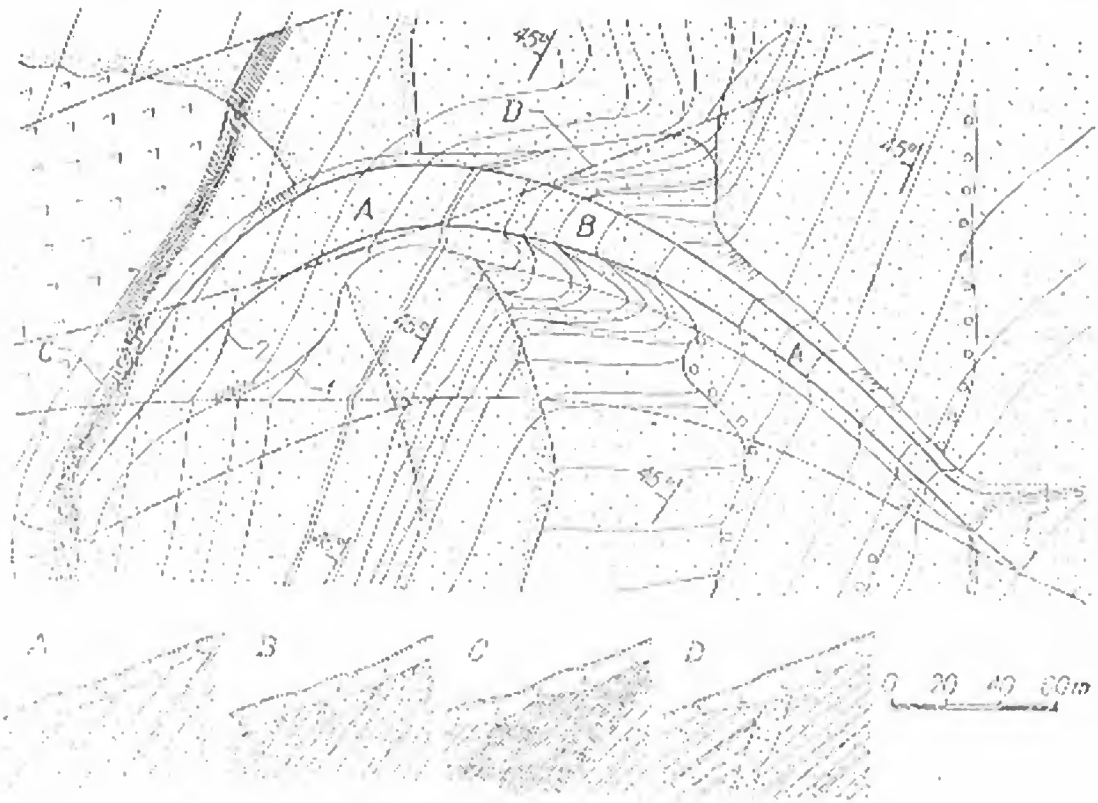


Fig. 3-6. Planul de situație geologică al barajului Paltinul:
1 — limita excavațiilor; *2* — limita fundațiilor.

plate, cu diametrul de 150 cm, înglobate în cilindri de beton. Încercările s-au efectuat în camere sau nişe speciale, amenajate în galeriile de prospecţiune. Presele au fost orientate în direcţia solicitărilor principale exercitate de baraj în zona de fundaţie respectivă. Pentru gresiile fisurate au rezultat valori destul de reduse şi neomogene:

Modul de elasticitate $E_e = 18\,000 \ldots 50\,000$ kg/cm²;

Modul de deformaţie $E_d = 10\,000 \ldots 20\,000$ kg/cm².

Încercările geofizice au indicat valori mai mari şi mai puţin dispersate ($E_e = 140\,000 \ldots 185\,000$ kg/cm²). Ecartul redus al acestor valori demonstrează că diferitele categorii de rocă se comportă în ansamblu bine, mult mai uniform decît arată cifrele deduse local prin încercări statice. Aprecierea critică a valorilor obţinute şi considerarea aportului lucrărilor de consolidare prin injecţii au făcut ca pentru calcul să se adopte valorile medii:

Modul de elasticitate $E_e = 40\,000$ kg/cm²;

Efort admisibil pe rocă $\sigma = 25$ kg/cm².

În viitor, o mai bună cunoaştere a caracteristicilor fizico-mecanice ale rocii de fundaţie s-ar putea realiza prin:

— luarea în considerare a fenomenului de curgere lentă a rocii de fundaţie sub acţiunea sarcinilor permanente;

— stabilirea unei corelaţii între modulul de elasticitate static şi cel dinamic (determinat prin încercări seismice);

— stabilirea unei corelaţii între modulele aceleiaşi roci, în stare naturală şi după consolidarea ei prin injecţii cu ciment.

8. Riscuri

Insuficienţa studiilor geologice şi geotehnice poate duce la accidente grave pentru baraje aparent bine concepute. Dacă nu se dispune de toate elementele caracteristice ale fundaţiei, lucrarea proiectată este nelegată de teren şi în consecinţă slaba conlucrare, bazată pe un mecanism necunoscut, poate duce la cedarea ansamblului baraj — fundaţie.

Un astfel de accident s-a produs în anul 1959, în sudul Franţei, cînd s-a prăbuşit barajul *Malpasset*, construit în anul 1954. De notat că această prăbuşire reprezintă primul accident total în domeniul barajelor arcuite. Unda de apă creată s-a propagat în aval, spre localitatea Fréjus, producînd pagube materiale şi pierderea a 460 de vieţi omeneşti.

Studiile de teren efectuate înainte de construcţie au fost reduse, constînd din numai două foraje executate în albie (10,45 şi 25 m adîncime) şi trei cartări, care arătau că gnaisele pegmatitice din amplasament sînt rezistente şi fac „o impresie excelentă". Nu s-au făcut încercări geotehnice care să precizeze valorile pentru E, σ şi f. Nu s-au făcut descoperte, galerii, foraje care să determine natura rocii, gradul de alterare, gradul de tectonizare, prezenţa şi orientarea faliilor. Abia după prăbuşire, prin investigaţiile comisiei de anchetă [7], s-a stabilit că roca prezenta o şistuozitate şi o orientare foarte variată de la un loc la altul. Ea era brăzdată de falii şi de fisuri în toate sensurile, iar pe versantul stîng exista o falie pronunţată, care separa practic un diedru de rocă fragmentată şi deformabilă (fig. 3-7).

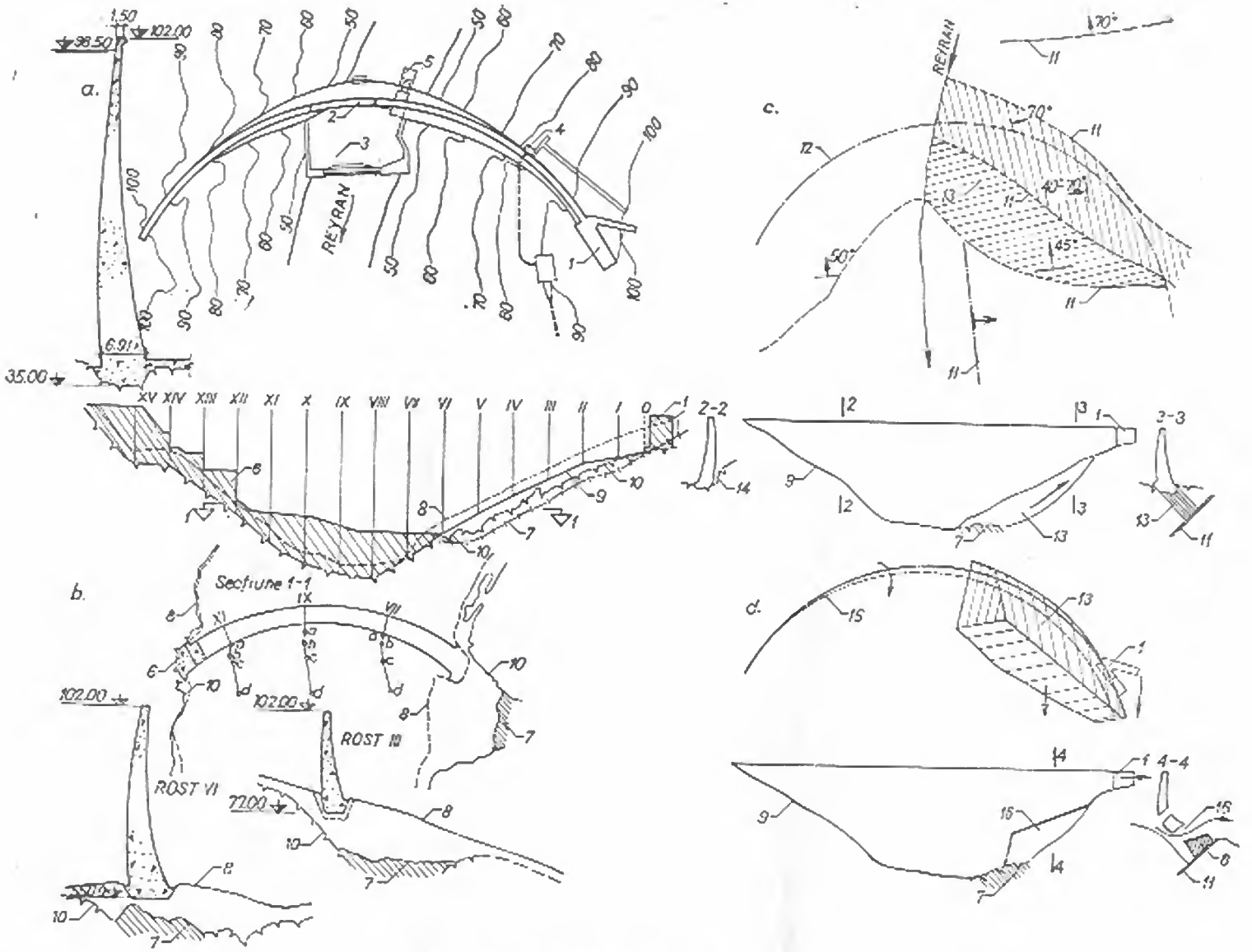


Fig. 3-7. Prăbușirea barajului Malpasset:

a — plan de situație și secțiunea maestră; *b* — releveu după ruptură; *c* — situația geologică; *d* — mecanismul prăbușirii; *1* — culee; *2* — deversor; *3* — bazin disipator; *4* — priza adducțiunii; *5* — golire de fund; *6* — partea de baraj rămasă după ruptură; *7* — fractură de fund; *8* — linia terenului; *9* — conturul fundației; *10* — linia terenului după cedare; *11* — falie; *12* — axul coronamentului; *13* — diedru; *14* — despîndere între beton și rocă; *15* — axul coronamentului după rotire; *16* — breșă; (*a*, *b*, *c*, *d*) — deplasări înregistrate la coronament, la date succesive.

Mecanismul probabil al prăbuşirii, arătat în figura 3-7, a constat din: o deformaţie exagerată în jumătatea malului stîng, afectat de falie; o supraîncărcare a regiunii inferioare şi a culeii (produsă poate cu săptămîni înainte); cedarea culeii la încărcarea maximă; rotirea întregului baraj faţă de malul drept şi apoi ruperea bruscă a structurii, împreună cu o parte din versantul stîng.

Înainte de anul 1959 apa din lac s-a găsit în permanenţă cu 15 m sub coronament. Toamna anului 1959 a fost foarte ploioasă, ducînd la creşterea nivelului în lac, iar în ziua prăbuşirii (2 decembrie 1959) nivelul s-a apropiat de creasta deversorului. Corelînd creşterea rapidă de nivel cu geologia amplasamentului, se consideră [3] că principala cauză a prăbuşirii a fost presiunea interstiţială, adăugată celor trei factori caracteristici ai terenului: roca stratificată, geometria specială a masivului şi falia de la malul stîng. Diedrul de stîncă era în echilibru sub acţiunea forţelor normale, dar apariţia sporului de presiune interstiţială a deranjat echilibrul şi a provocat accidentul.

§ 4. CONDIŢII MORFOLOGICE

9. Generalităţi

În cazul barajelor arcuite relieful văii are o influenţă deosebită asupra modului în care se trasează barajul şi ca urmare asupra formei şi dimensiunilor lui. În general, văile în formă de chei, cu raportul $\alpha = L/H$ sub 1,5 sînt favorabile pentru înscrierea de baraje în arc. Urmează apoi defileurile cu $\alpha < 3{,}5$, care de asemenea oferă posibilităţi pentru aceste baraje.

Este de remarcat faptul că α nu caracterizează însă în suficientă măsură secţiunea transversală a unei văi. Într-adevăr, pentru aceeaşi valoare α se pot imagina o mulţime de secţiuni, diferite una de cealaltă.

10. Coeficienţi de formă

O definire mai completă a secţiunii transversale a unei văi a fost făcută de *F. Tölke* [8], după relaţia (fig. 3-8):

$$S(z) = \frac{\alpha}{\beta}\left(\frac{z}{H}\right)^{\beta} H^2 = \frac{LH}{\beta}\left(\frac{z}{H}\right)^{\beta}, \qquad (1)$$

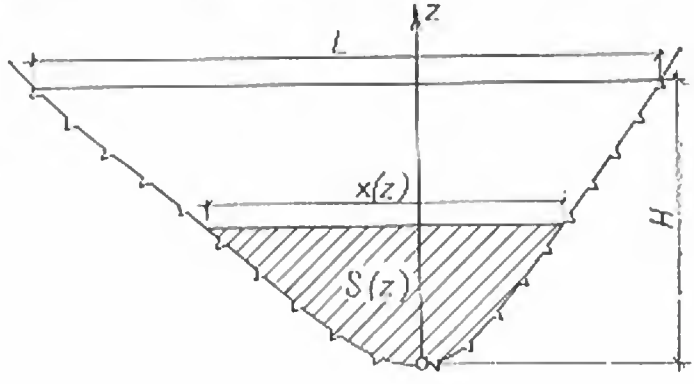


Fig. 3-8. Secţiune transversală printr-o vale.

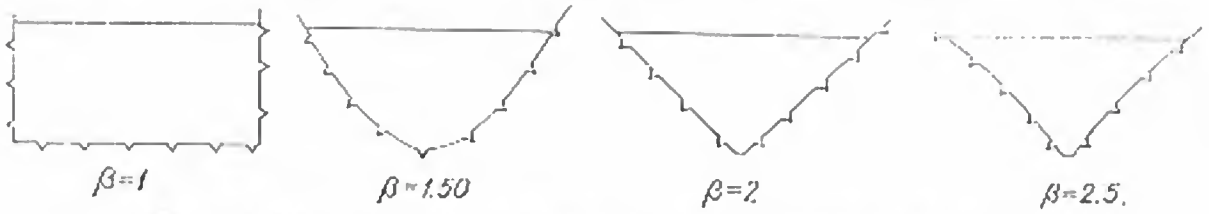


Fig. 3-9. Secțiuni corespunzătoare la diferiți coeficienți de formă β.

în care $\alpha = L/H$, iar β poartă denumirea de *coeficient de formă*. Prin diferențierea în raport cu z a lui $S(z)$, se obține:

$$x(z) = \alpha \left(\frac{z}{H}\right)^{\beta-1} H = L \left(\frac{z}{H}\right)^{\beta-1}. \tag{2}$$

La coronament, unde $z = H$, lățimea devine $x = \alpha H = L$.

Pentru diverse valori ale coeficientului β, secțiunile iau formele din figura 3-9.

11. Morfologia văii

Faptul că în natură nu toate văile sînt simetrice față de planul vertical central nu reprezintă un impediment pentru adoptarea unor baraje arcuite. Proeminențele stîncoase pot fi înlăturate prin excavații, iar eventualele evazări prea mari din regiunea superioară a văii pot fi compensate prin culei masive (fig. 3-10).

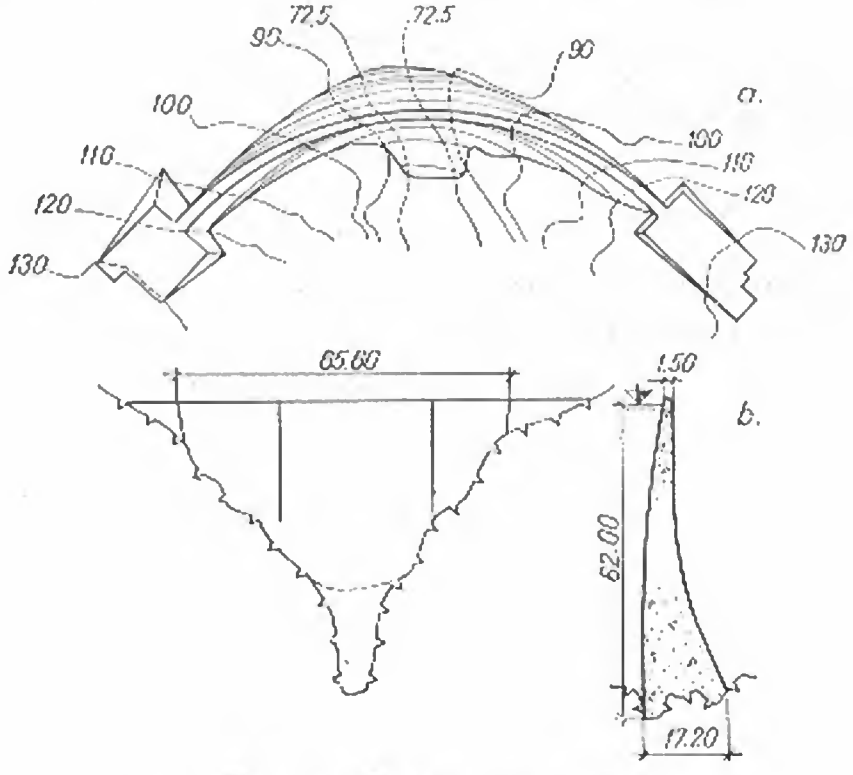


Fig. 3-10. Barajul Alloz (Spania):
a — vedere în plan; *b* — elevație și secțiune maestră.

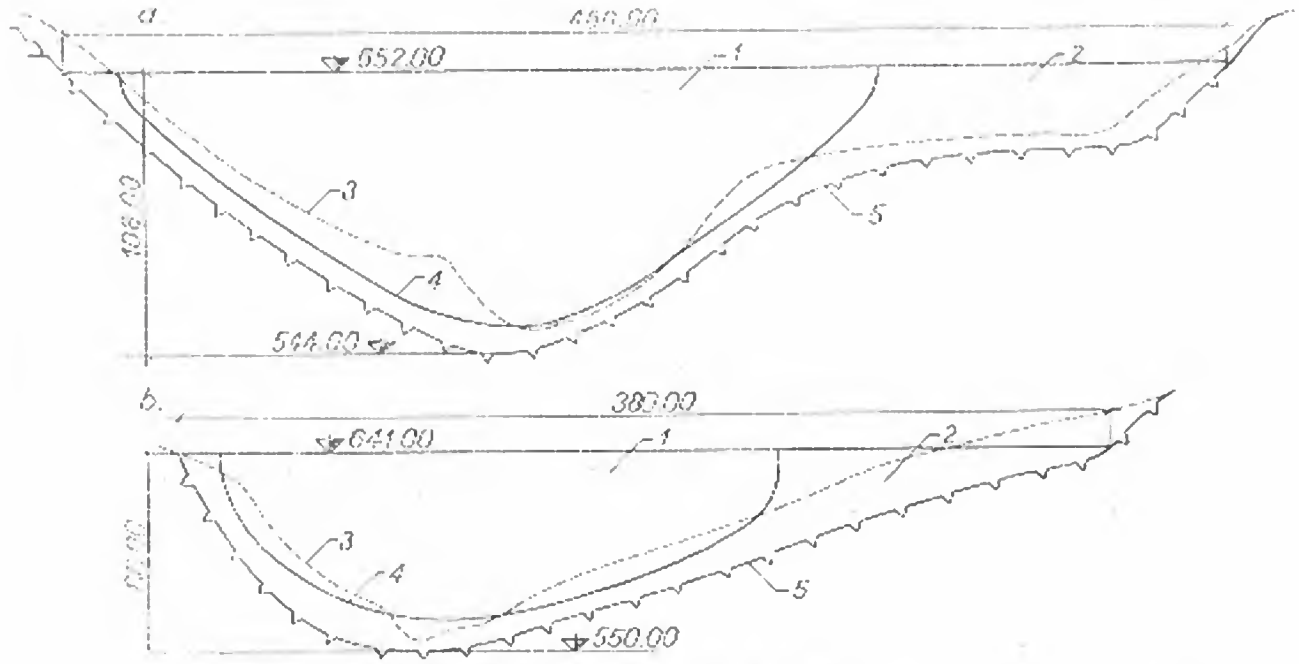


Fig. 3-11. Văi barate cu asimetrie mare:
a — Paltinul; *b* — Gusana; *1* — corp central; *2* — aripă de închidere; *3* — linia terenului natural; *4* — rost perimetral; *5* — conturul fundației.

Tendința actuală este de a adapta structura barajului la morfologia oricît de diversă a văii, renunțîndu-se la elementele masive — de tipul culeilor — pentru preluarea împingerilor orizontale și simetrizarea văii. O rezemare continuă, pe un contur de fundație simetric, se poate realiza cu ajutorul rostului perimetral (fig. 3-11).

În ceea ce privește orientarea liniilor de nivel, situația cea mai favorabilă este aceea în care ele prezintă o divergență spre amonte (fig. 3-10). Cu cît arcele componente ale barajului atacă terenul sub unghiuri mai apropiate de 90°, cu atît mai avantajoasă va fi comportarea barajului. Chiar dacă intersecția cu suprafața terenului se face sub unghiuri ascuțite, fundațiile pot fi astfel profilate în adîncime încît ortogonalitatea să fie respectată.

§ 5. PROFILE CARACTERISTICE

12. Secțiunea maestră

Pentru un baraj arcuit este caracteristică secțiunea transversală prin planul în care înălțimea barajului este maximă. Această secțiune, care servește la trasarea și definirea formei geometrice a barajului, poartă denumirea de *secțiune maestră* sau *secțiune centrală*. La proiectarea unui baraj este util a se cunoaște secțiunile maestre ale unor baraje executate în condiții geologice și morfologice similare. Prin analogie cu acestea se poate admite o secțiune maestră cu ajutorul căreia se efectuează o primă trasare a noului baraj. Prin încercări de înscriere în teren și verificări statice succe-

sive (combinate cu încercări pe modele structurale) se ajunge apoi la forma optimă. Pentru ușurința trasării și a calculelor statice este recomandabil ca secțiunea aleasă să aibă o formă continuă, cu grosimea variind funcție de înălțime după o lege analitică.

13. Exemplificări

În figurile 3-12 și 3-13 sînt prezentate profilele unora dintre barajele arcuite mai reprezentative. Pentru a putea fi corelate cu forma văii și cu elementele de trasare, la fiecare secțiune maestră sînt indicate: raportul dintre coardă și înălțime L/H, criteriul H^2/Br și grosimea relativă $\lambda = B/H$.

Unele dintre baraje au profile masive deși văile respective sînt destul de înguste — *Montsalvens*, *Spitallamm*, *Ariel* (fig. 3-12) — exprimînd de fapt prudența constructorilor pentru primele lucrări de acest tip. Masivitatea altora ca Seminoe, Bort (fig. 3-13), este dictată de forma cilindrică impusă barajelor cu centrală la piciorul aval.

La barajele mai moderne, chiar în cazul văilor mai deschise, secțiunea maestră se curbează mai mult, reducîndu-se dimensiunile transversale, ca la *barajele Gusana*, *Moiry*, *Kariba* și *Mosyrok*. O dispoziție interesantă are profilul barajului Kariba de pe Zambezi, la care grosimile mai reduse la partea inferioară, în raport cu cele din treimea mijlocie, dau o flexibilitate mai mare consolelor și încarcă corespunzător arcele.

Cînd forma văii este favorabilă înscrierii barajului, profilele devin mult mai zvelte, adaptîndu-și geometria la relieful terenului, după cum se vede din secțiunile maestre ale barajelor *Pacoima*, *Diablo*, *Montejaque* (fig. 3-12), sau mai bine în cazul unor lucrări mai recente ca *Vaiont*, *Dez*, *Tolla*, *Karadj* (fig. 3-13). Deși foarte subțiri, profilele barajelor *La Bromme*, de înălțime mai modestă (fig. 3-12), și *Conesque* și *Bouça*, de înălțimi medii (fig. 3-13), confirmă posibilitatea deversării apelor mari peste coronament.

Barajele *Cachi*, *Belesar* și *Almendra* au un procedeu nou de trasare, arcele componente avînd în plan forma unui mîner de coș (arce cu trei centre). Secțiunile lor, cu dublă curbură accentuată, au dimensiuni transversale mai mari sau mai reduse, funcție de deschiderea văilor în care sînt înscrise.

Recordul de înălțime l-au deținut succesiv barajele *Tignes*, *Ross*, *Mauvoisin* (fig. 3-12), în prezent el aparținînd barajului Vaiont ($H = 262$ m).

14. Dimensiuni preliminare

Deși secțiunea maestră a barajului se definitivează în urma unor etape de trasări și verificări statice succesive, pentru dimensiunile preliminare se pot utiliza o serie de recomandări rezultate pe baza prelucrării statistice a elementelor caracteristice ale unor baraje executate.

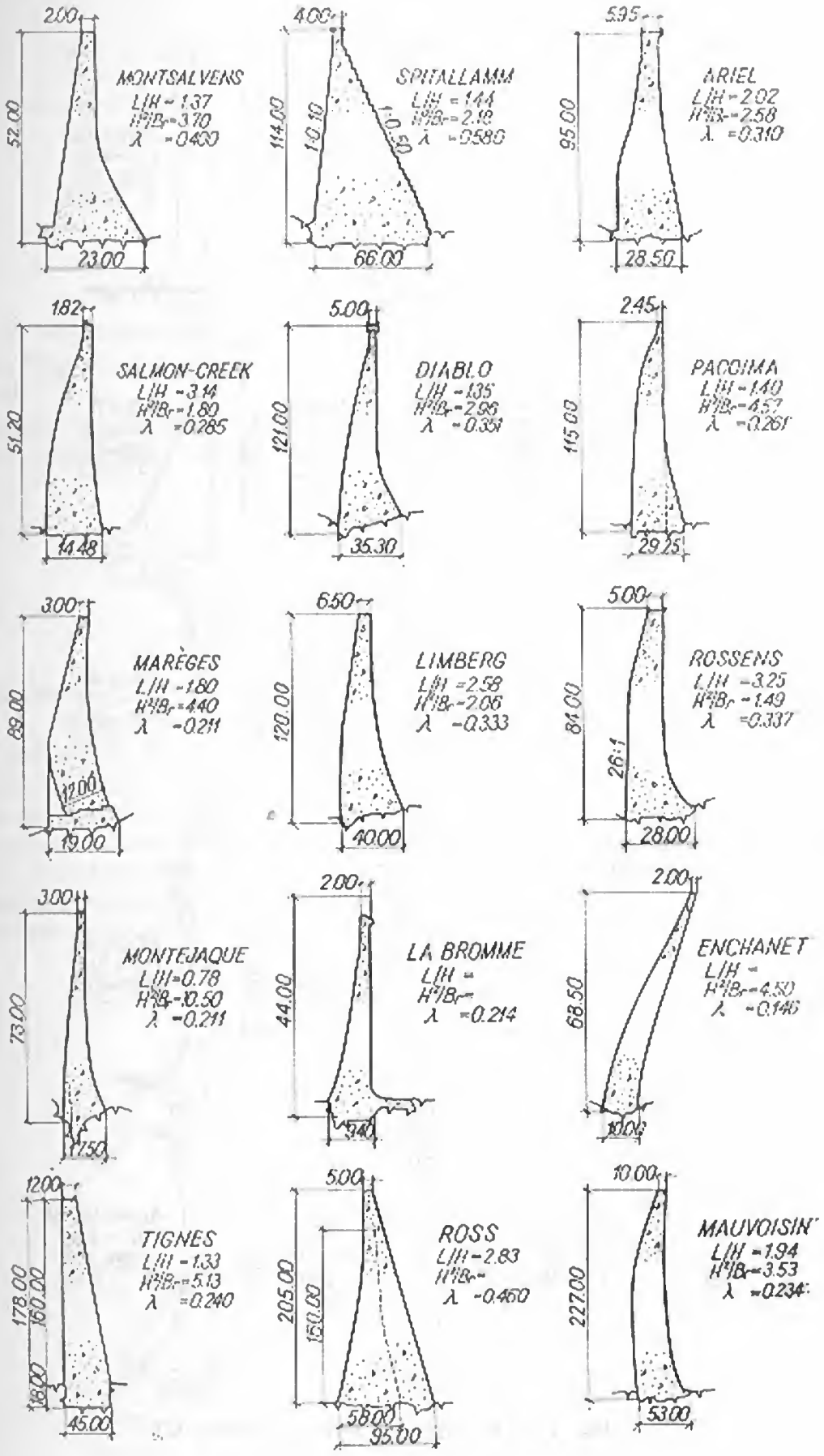


Fig. 3-12. Exemple de secțiuni maestre (1).

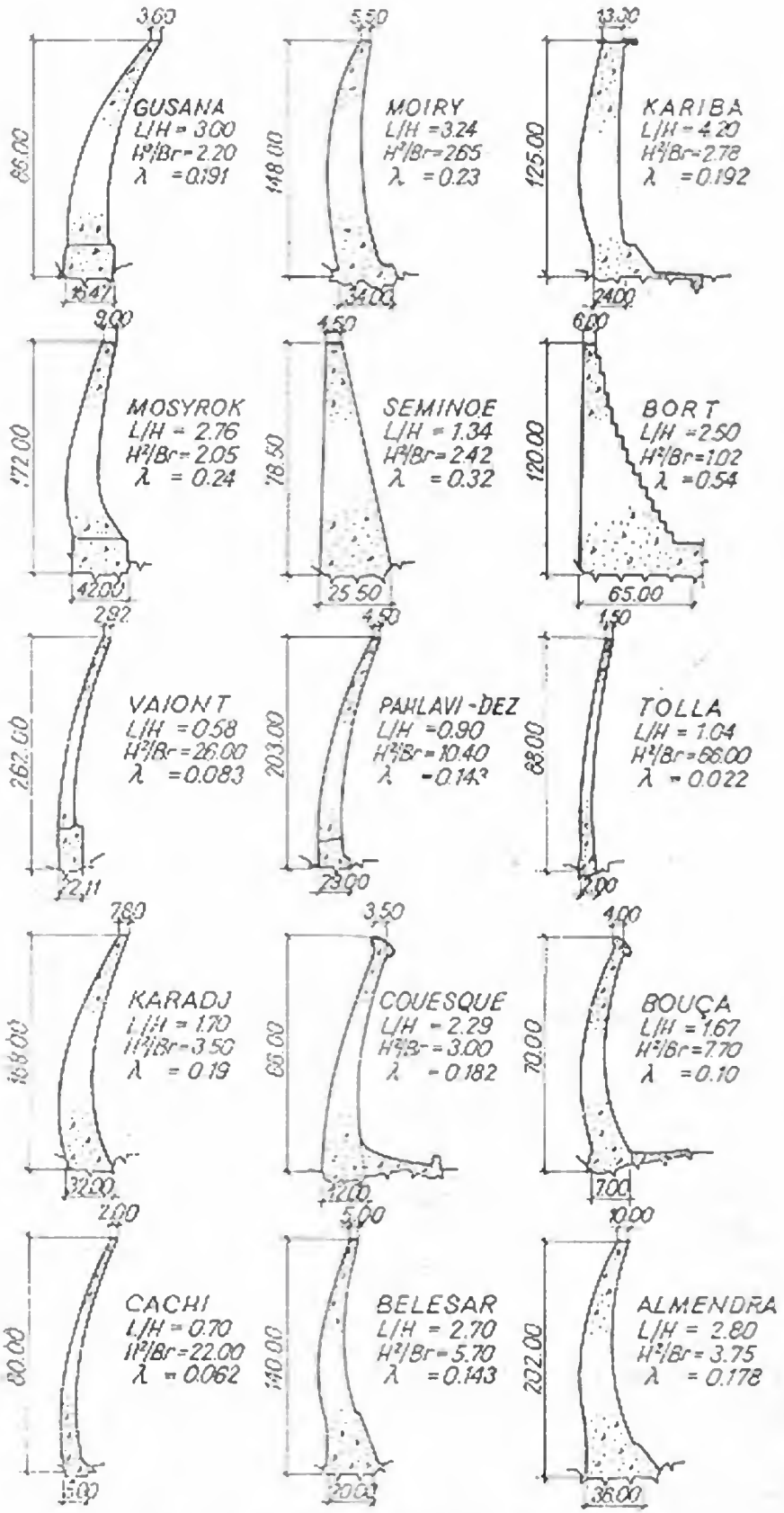


Fig. 3-13. Exemple de secțiuni maestre (2).

Grosimea la coronament se poate estima cu una din relaţiile:

$$b = 0{,}020\ L_c;$$

$$b = 0{,}012\ (L_c + H);$$

$$b = 0{,}030\ R;$$

$$b = 0{,}010\ (2R + H),$$

în care H este înălţimea barajului în m, L lăţimea văii sau coarda barajului în m, L_c lungimea desfăşurată a coronamentului în m, iar R este raza medie a coronamentului în m.

Grosimea la bază este legată în general de deschiderea văii sau de desfăşurata arcului de coronament, conform relaţiilor:

$$B = 0{,}100\ L;$$

$$B = (0{,}075 \ldots 0{,}100)\ L_c.$$

§ 6. FORMA ARCELOR COMPONENTE

15. Determinarea formei circulare

Forma în plan a arcelor componente ale unui baraj arcuit se alege astfel încît aceasta să conducă la un optim static şi economic. Criteriile cu caracter aproximativ, pe baza cărora se determină această formă, se expun în continuare.

Din punct de vedere static, trebuie găsită forma de coincidenţă a unui arc, solicitat de o sarcină uniform distribuită şi normală pe axul său (presiunea hidrostatică). Considerînd arcul simplu rezemat, reacţiunile de la reazeme se pot determina printr-un poligon de forţe (fig. 3-14):

$$V = pl \quad \text{şi} \quad H = V \operatorname{ctg} \alpha = pl \operatorname{ctg} \alpha. \tag{3}$$

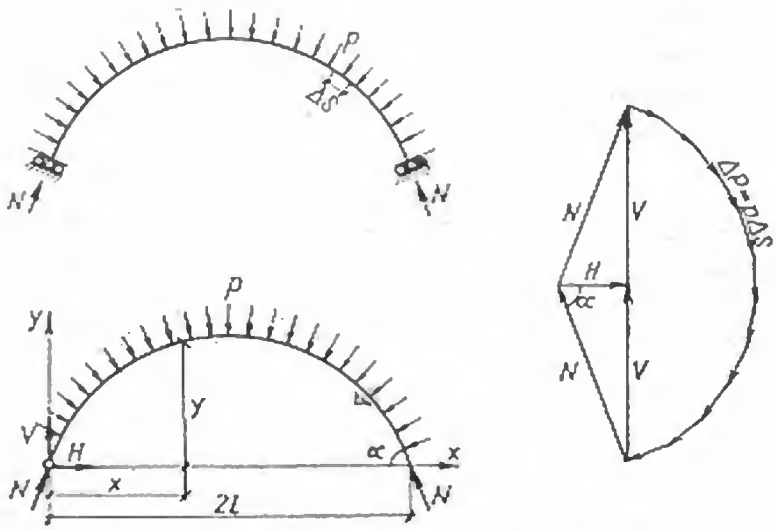


Fig. 3-14. Scheme de calcul pentru arcul simplu rezemat.

Scriind momentul încovoietor într-o secțiune curentă de coordonate x, y rezultă:

$$M = Vx - Hy - \frac{1}{2} px^2 - \frac{1}{2} py^2,$$

sau: (4)

$$M = plx - pl \operatorname{ctg} \alpha\, y - \frac{1}{2} px^2 - \frac{1}{2} py^2,$$

pe care anulîndu-l, se obține:

$$x^2 + y^2 - 2lx + 2l \operatorname{ctg} \alpha\, y = 0. \tag{5}$$

Ecuația de mai sus reprezintă un cerc cu coordonatele centrului:

$$\begin{cases} x_0 = l \\ y_0 = -l \operatorname{ctg} \alpha, \end{cases}$$

și cu raza:

$$r = l \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}.$$

Forma circulară reprezintă o soluție aproximativă a problemei, deoarece:
— în realitate arcele componente nu sînt simplu rezemate, ci încastrate elastic în versanți;
— mai sînt și alte încărcări care solicită arcele, în afară de presiunea hidrostatică;
— adeseori, grosimea arcelor nu este constantă, ea crescînd de la cheie spre naștere, după o lege oarecare.

16. Determinarea unghiului la centru

În legătură cu unghiul la centru al unui arc solicitat de presiunea hidrostatică, *L. Jorgensen* a rezolvat următoarea problemă: fiind dat efortul maxim de compresiune σ (după formula cazanelor), să se determine unghiul la centru 2α, astfel încît suprafața orizontală a arcului să fie minimă. Cu notațiile din figura 3-15, suprafața arcului S se poate scrie:

$$S = 2\alpha r n, \tag{6}$$

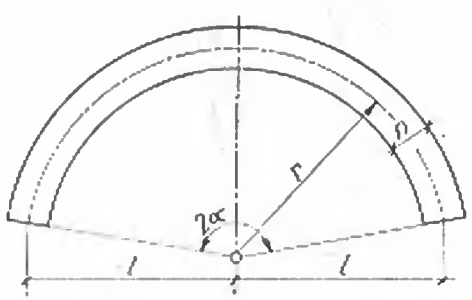


Fig. 3-15. Schemă de calcul pentru unghiul la centru optim.

în care, înlocuind pe $n = pr/\sigma$,

$$S = 2\alpha\, pr^2/\sigma$$

și observînd că $r = l/\sin \alpha$,

$$S = 2\alpha \frac{p}{\sigma} \frac{l^2}{\sin^2 \alpha} = C \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha}. \tag{7}$$

Derivînd în raport cu α, se obține:

$$\frac{dS}{d\alpha} = C \frac{\sin^2 \alpha - 2\alpha \sin \alpha \cos \alpha}{\sin^2 \alpha}, \tag{8}$$

şi anulind numărătorul, se ajunge la ecuaţia:

$$\sin \alpha - 2\alpha \cos \alpha = 0$$

sau

$$\operatorname{tg} \alpha = 2\alpha, \tag{9}$$

a cărei soluţie este $2\alpha = 133°34'$.

17. Unghiul la centru optim

Admiţind forma circulară pentru arce, se poate arăta prin calcule numerice că, ţinînd seama de condiţiile reale de rezemare, unghiul la centru economic variază între 150 şi 180°. Deschiderile unghiulare mari conduc în acelaşi timp şi la o comportare statică mai favorabilă, eliminînd eforturile de tensiune. Cu toate acestea sînt rare cazurile în care barajele arcuite s-au putut construi cu asemenea unghiuri la centru. Doar barajele în bolţi multiple, rezemate pe contraforţi, respectă în mod sistematic acest principiu.

18. Arce cu naşteri îngroşate

Arcele de grosime constantă, studiate pînă în prezent, sînt adecvate pentru barajele de înălţime mică sau medie. La barajele înalte, pentru a echilibra eforturile de la naşteri şi a realiza o încărcare moderată a fundaţiilor, se obişnuieşte să se îngroaşe arcele spre naşteri. Secţiunile din zona naşterilor devin cu 15 ... 30% mai groase decît cele de la cheie.

19. Alte forme în plan

Deşi majoritatea arcelor componente ale barajelor arcuite au axul circular, în unele cazuri, legate de configuraţia văii, s-au adoptat axe parabolice, în mîner de coş, sau de alte forme cu curbură variabilă. Susţinătorii acestor forme consideră că arcele avînd curbura descrescătoare de la cheie în spre naşteri se adaptează mai bine distribuţiei de presiuni descrescătoare către naşteri, distribuţie evidenţiată de încercările pe modele şi de calculele statice [9]. Curbura mai redusă spre naşteri asigură în acelaşi timp un atac mai convenabil al versanţilor, în cazul văilor cu o convergenţă mai puţin accentuată spre aval.

În figura 3-16 este prezentat barajul *Valle di Lei*, trasat cu arce parabolice de secţiune constantă. Definirea arcelor de la diverse cote se face analitic, în raport cu

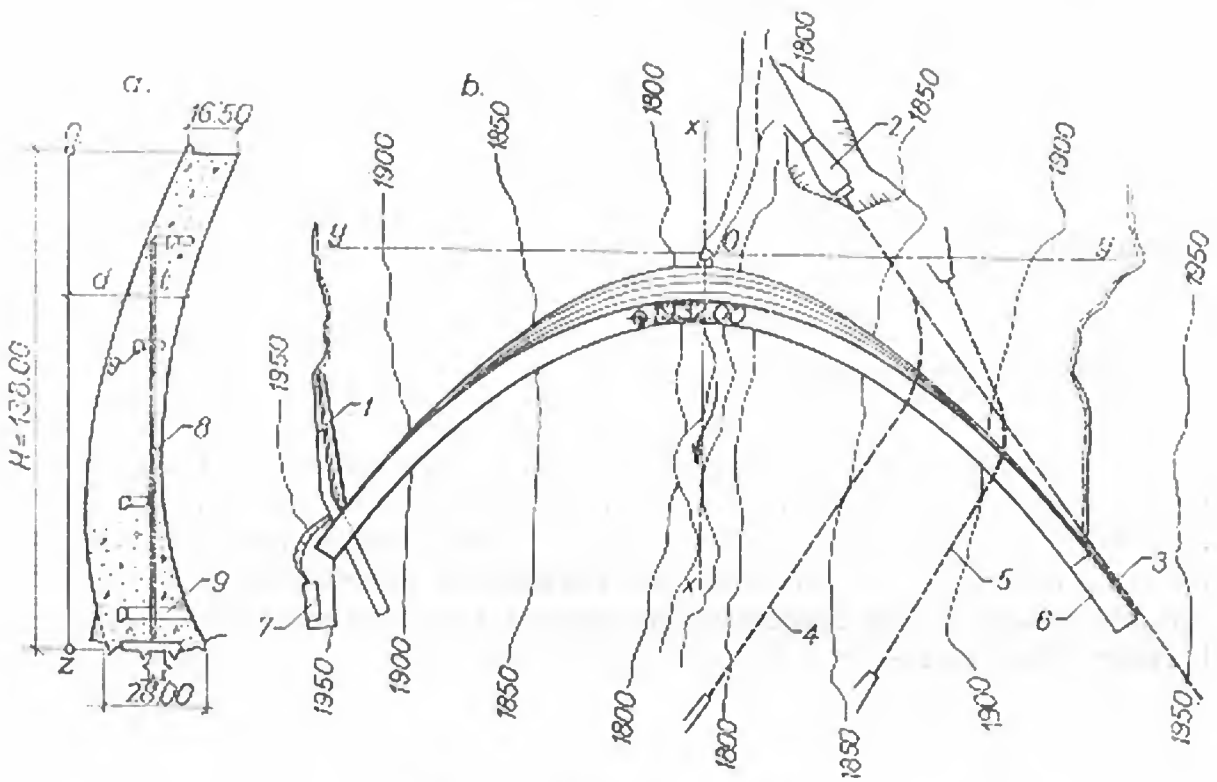


Fig. 3-16. Barajul Valle di Lei:
a — secțiune maestră; *b* — vedere în plan; *1* — deversor lateral; *2* — priză; *3* — aducțiune; *4* — golire; *5* — descărcător intermediar; *6* — culee; *7* — casa de comandă; *8* — puț pentru pendul; *9* — galerie de vizitare.

sistemul de axe xOy adoptat. Coordonatele punctelor parabolelor rezultă din relația:

$$y^2 = k_i(x - d - t/2), \tag{10}$$

unde:

k_i — constantă variabilă cu cota;
d — distanța de la axul Oz la paramentul amonte;
t — grosimea arcului.

Structura cu dublă curbură rezultată asigură o bună înscriere la teren și o comportare statică avantajoasă. Grosimea exagerată a arcului de coronament a fost impusă de normele elvețiene de securitate.

Constructorii spanioli și portughezi preferă arcele cu trei centre, tip mîner de coș, multe dintre barajele construite fiind trasate sub această formă [9]. Structura dublu curbată reazemă pe un soclu de fundare, pentru o mai bună distribuție a reacțiunilor la teren. Pentru exemplificare, în figura 3-17 se indică modul de trasare al unui astfel de baraj. Coordonatele x și y ale paramentelor amonte și aval se exprimă în funcție de deschiderea unghiulară a părții centrale (Φ_c), de poziția liniilor centrelor (a și b) și de depărtarea paramentului amonte față de un ax vertical (d).

Pentru zona centrală ecuația de definire este:

$$x^2 + (y - a)^2 = R^2 \quad \text{cu} \quad \Phi < \Phi_c, \tag{11}$$

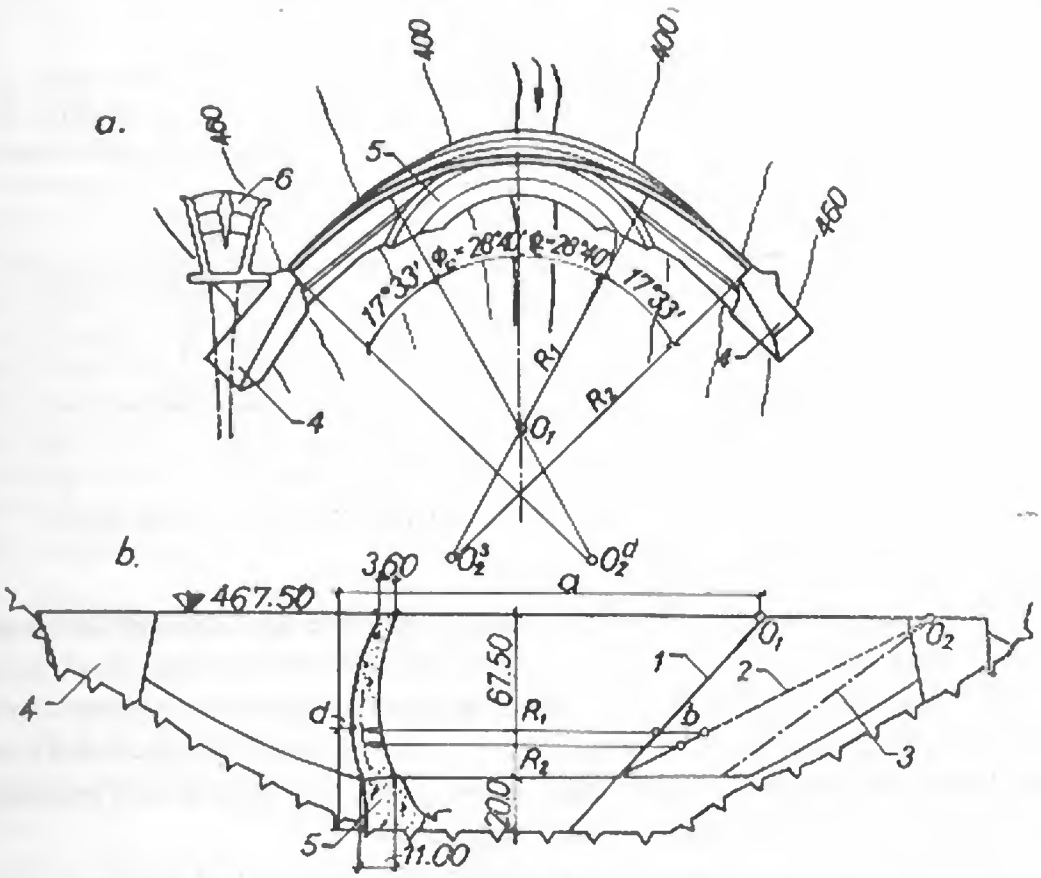


Fig. 3-17. Barajul Salto-Funil (Brazilia):
a — vedere în plan; *b* — profil desfăşurat prin axul de coronament; *1* — linia centrelor pentru zona centrală; *2* — linia centrelor aval; *3* — linia centrelor amonte; *4* — culee; *5* — soclu; *6* — deşcărcător.

ar pentru arcele laterale:

$$(x + b \sin \Phi_c)^2 + (y - a + b \cos \Phi_c)^2 = R^2 \qquad (12)$$

Elementele a, b şi d se exprimă în funcţie de cotă.

§ 7. PROCEDEE DE TRASARE

Pentru trasarea unui baraj arcuit este necesar planul de situaţie al amplasamentului, desenat la scara 1/500 sau 1/200, cu curbele de nivel din metru în metru. Forma în spaţiu a barajului este determinată în mare măsură de configuraţia văii.

20. Baraje cilindrice

Dacă valea are în secţiune transversală forma dreptunghiulară sau trapezoidală (coeficientul de formă $\beta = 1{,}0 \ldots 1{,}5$), corpul barajului se trasează prin rotirea secţiunii maestre în jurul unui ax vertical (fig. 3-18). Procedînd în acest mod, unghiul

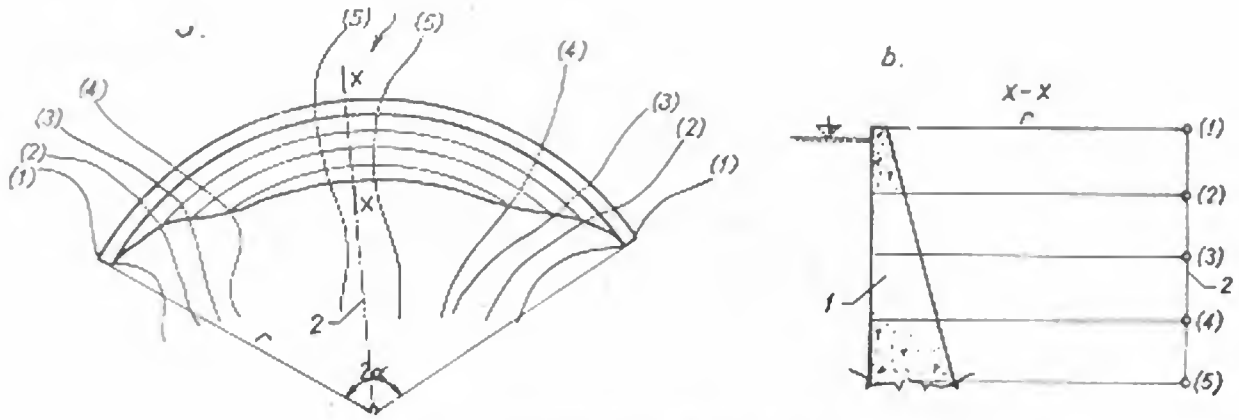


Fig. 3-18. Trasarea unui baraj cilindric:

a — vedere în plan; *b* — secțiune transversală; *1* — secțiune maestră; *2* — axă de rotație.

la centru ales pentru arcul de la coronament se menține aproape constant și pentru celelalte arce situate la cote mai joase. În asemenea situații este indicat ca secțiunea maestră să aibă forma trapezoidală, cu eforturi mari din greutatea proprie la piciorul amonte, care să compenseze eforturile provocate de presiunea hidrostatică. Grosimile arcelor la diverse cote pot fi determinate într-o primă fază prin calcule aproximative și apoi verificate printr-o metodă mai exactă.

Uneori, în vederea îngroșării spre nașteri, conturul aval al arcelor se trasează cu raze mai mici (fig. 3-19). În acest caz forma cilindrică se păstrează numai pentru paramentul amonte, barajele purtînd denumirea de *baraje cu rază amonte constantă*.

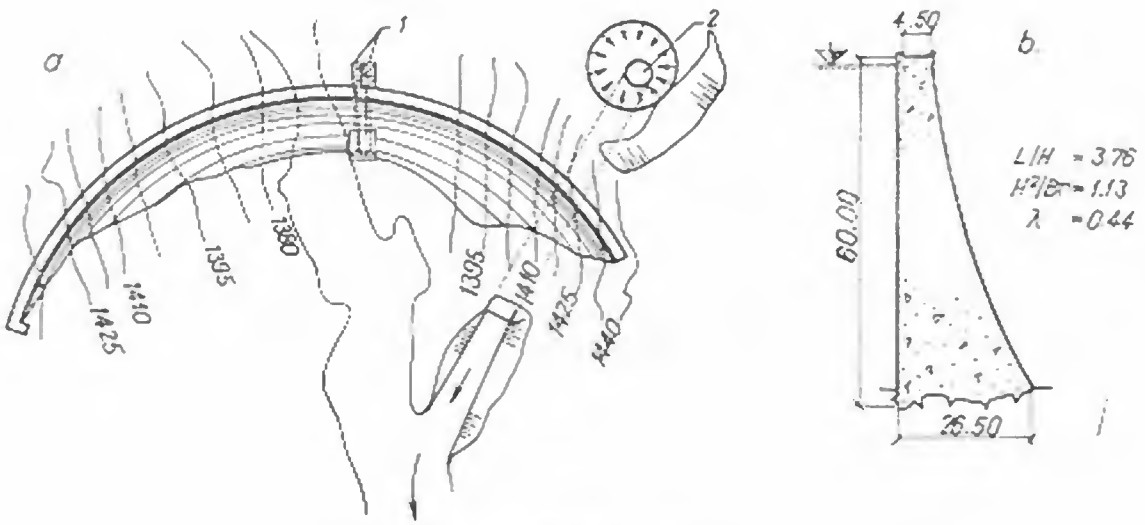


Fig. 3-19. Barajul Gibson:

a — vedere în plan; *b* — secțiune maestră; *1* — golire de fund; *2* — deversor pilnic.

21. Baraje izogone

În cazul văilor cu secțiunea parabolică sau triunghiulară ($\beta < 1{,}5$), păstrarea razei de curbură conduce la micșorarea unghiurilor la centru ale arcelor din regiunea inferioară a barajului. Încă din anul 1915 *L. Jorgensen* a imaginat *barajele izogone*, astfel concepute încît fiecare arc component să aibă practic aceeași deschidere unghiulară.

Trasarea acestor baraje, denumite și baraje cu unghi la centru constant, se face în modul următor (fig. 3-20): după înscrierea arcului de coronament între curbele de nivel (*1*)—(*1*), cu un unghi la centru 2α cît mai mare, se trasează liniile de nivel care reprezintă paramentul amonte. Prin punctele de intersecție ale arcului trasat cu curbele de nivel (*2*)-(*2*) de pe cele două maluri se trasează un arc de cerc cu raza astfel aleasă încît să rezulte același unghi la centru 2α. În continuare, prin punctele de intersecție ale noului arc cu curbele de nivel (*3*)-(*3*) se trasează un arc cu același unghi la centru 2α și așa mai departe. Se obține, pe această cale, conturul paramentului amonte, indicat în elevație în figura 3-20.

În cazul cel mai general, linia centrelor care rezultă este curbă, atît în plan cît și în elevație. În cazul unei văi simetrice față de planul secțiunii maestre, proiecția în plan a liniei centrelor va fi o dreaptă. Cunoscînd razele exterioare și unghiurile la centru ale arcelor, se determină, la început prin calcule aproximative, grosimile necesare. Centrele de curbură fiind cunoscute, se pot trasa și arcele care conturează paramentul aval. În figura 3-21 se arată unul din cele mai cunoscute baraje izogone.

Uneori, din cauza formei neregulate a terenului, elementele geometrice care rezultă după prima trasare prezintă unele discontinuități. Acestea se înlătură refăcînd trasarea pe o suprafață fictivă a terenului, amenajată în mod special (fig. 3-22). Suprafața reală de fundație se află întotdeauna sub cea fictivă.

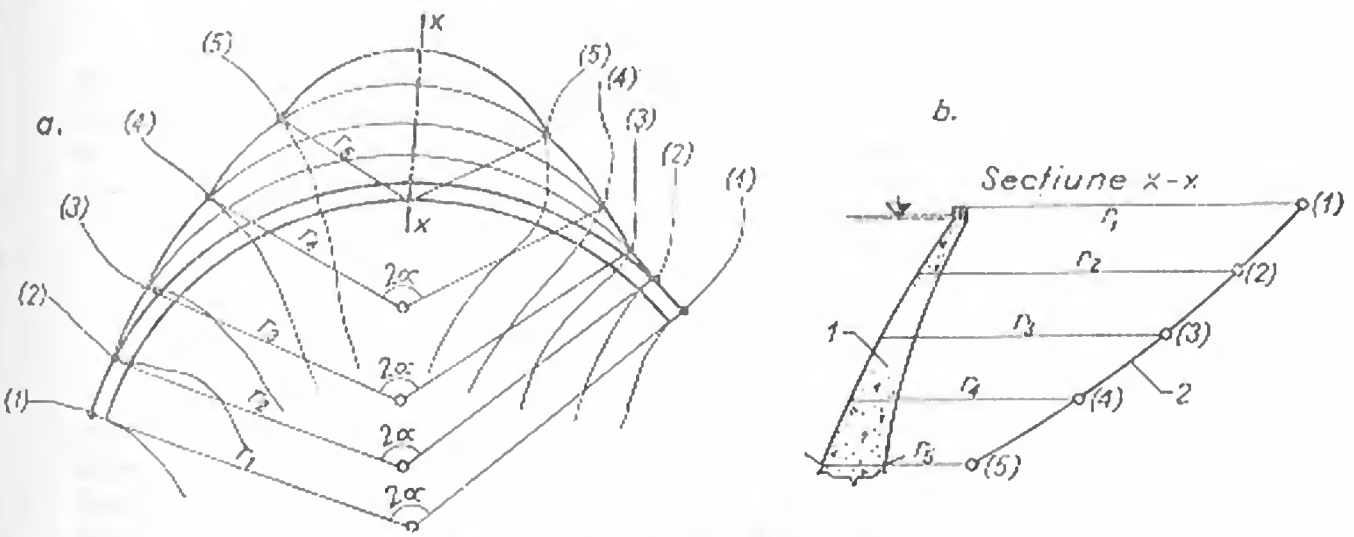


Fig. 3-20. Trasarea unui baraj izogon:

a — vedere în plan; *b* — secțiune transversală; *1* — secțiune maestră; *2* — linia centrelor de rotație.

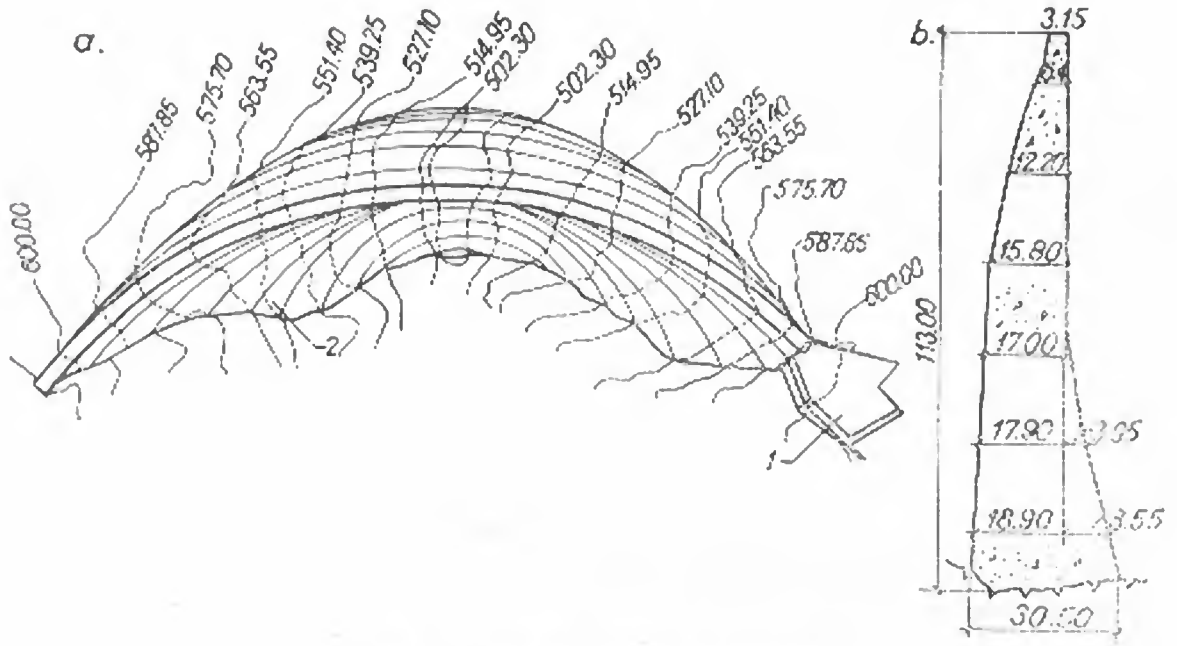


Fig. 3-21. Barajul izogon Pacoima:
a — vedere în plan; *b* — secțiune maestră; *1* — colec; *2* — îngroșări la naștere.

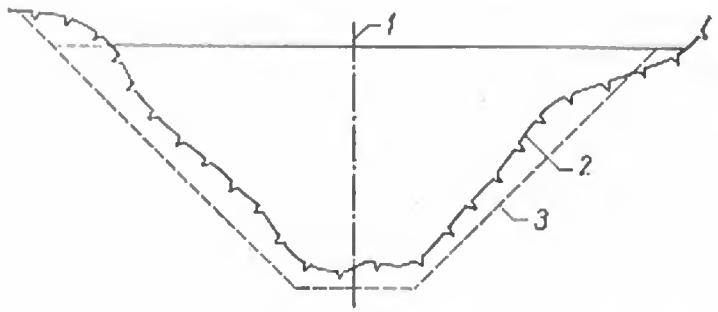


Fig. 3-22. Suprafața fictivă de trasare:
1 — ax de simetrie; *2* — linia terenului; *3* — suprafața de trasare.

Cînd secțiunea maestră a barajului trasat prezintă o curbură accentuată în plan vertical, fapt care avantajează comportarea statică în ansamblu, barajul poartă denumirea de *baraj în cupolă*. La construcția unui baraj de acest tip, pentru a se asigura stabilitatea sub efectul greutății proprii, ploturile componente se toarnă cu rosturi joantive și fără decalări mari în elevație.

22. Baraje cu unghiuri la centru și raze variabile

Execuția barajelor izogone fiind mai pretențioasă, în majoritatea cazurilor se aplică *barajele cu unghiuri la centru și raze variabile*. Acest tip reprezintă o formă intermediară între barajele cilindrice și cele izogone. Trasarea lor se face admițînd de la început o secțiune maestră, prin analogie cu alte lucrări executate în condiții naturale similare. După înscrierea arcului de coronament între liniile de nivel (*I*)-(*I*), cu un unghi la centru cît mai mare (fig. 3-23), se trasează arcul de la cota

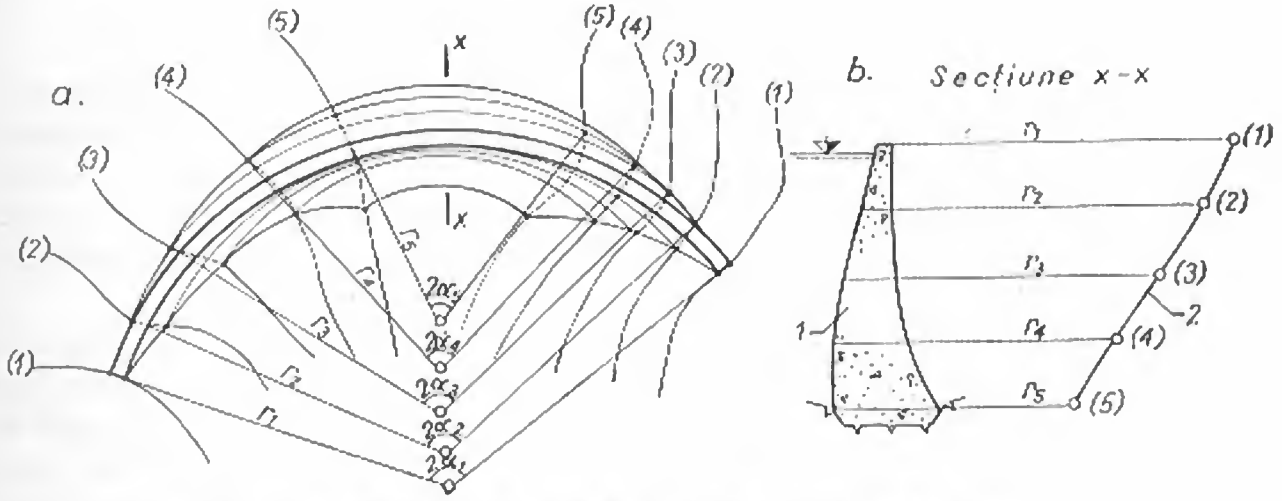


Fig. 3-23. Trasarea unui baraj cu unghiuri la centru și raze variabile:
a — vedere în plan; *b* — secțiune transversală; *1* — secțiune maestră; *2* — linia centrelor de rotație.

următoare. Conturul amonte rezultă ducînd un arc de cerc prin trei puncte cunoscute: intersecțiile amonte ale arcului de coronament cu liniile de nivel (*2*)-(*2*) de pe cele două maluri și punctul care rezultă din secțiunea maestră. Centrul de curbură și grosimea arcului de la cota (*2*) fiind cunoscute, se trasează și conturul aval. Procedeul se repetă pentru arcele de la celelalte cote.

Unghiurile la centru care rezultă nu mai sînt constante, ele descrescînd în general cu adîncimea. După cîteva încercări de trasare, în cadrul cărora se caută a se obține o linie a centrelor cît mai continuă, rezultă prima formă de baraj, care se verifică apoi prin calcul. În figura 3-24 este schițat un baraj trasat după aceste principii.

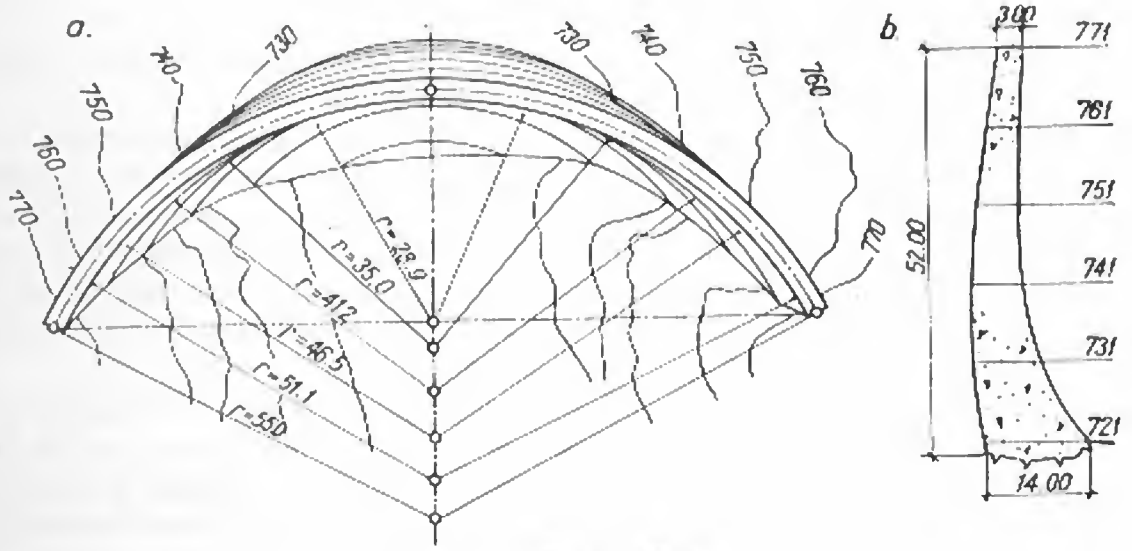


Fig. 3-24. Barajul Salza:
a — vedere în plan; *b* — secțiune maestră.

23. Baraje cu naşteri îngroşate

Pentru a îmbunătăți condițiile de rezemare și a reduce eforturile unitare transmise la versant, arcele barajelor înalte se trasează cu grosimea variabilă, secțiunile de la naşteri fiind mai groase decît cele de la cheie. Procentul de îngroşare variază pe înălțime, fiind foarte redus la partea superioară şi în zona fundațiilor, şi luînd valori mai însemnate în treimea mijlocie, acolo unde arcele sînt puternic solicitate (fig. 3-25).

La trasare se pleacă de la o secțiune maestră adoptată prin analogie cu secțiunile altor baraje executate în aceleași condiții naturale. Ținînd seama că valea poate avea discontinuități geometrice pronunțate și că roca de bază, bună pentru fundare, se găsește la adîncimi diferite sub terenul natural, se stabilește inițial profilul longitudinal al fundației. Între curbele de nivel corespunzătoare cotei coronamentului se înscrie arcul de coronament cu un unghi la centru cît mai mare. De-a lungul axului arcului trasat se face un profil longitudinal desfăşurat prin teren, pe care se marchează succesiv linia rocii, linia bună de fundare și apoi conturul fundației, adoptat în urma geometrizării (fig. 3-25, *a*).

Pentru trasare se aleg 5 ... 10 arce eşalonate în elevație. Naşterile lor se proiectează pe coronamentul profilului desfăşurat și se transpun apoi pe axul arcului de coronament. Conturul amonte al arcului de la cota imediat inferioară se stabileşte punînd condiția ca arcul de cerc respectiv să treacă prin trei puncte cunoscute: punctul care rezultă din secțiunea maestră, ținînd seama de depărtarea paramentului amonte de la cota respectivă față de un ax vertical materializat pe plan (fig. 3-25, *d*), și punctele de naştere ale arcului în cauză. Naşterile arcului se determină în aşa fel încît în profilul radial, dus prin punctul de pe axul de coronament care materializează poziția naşterii, să nu se realizeze surplombe mai mari de 5: 1 sau 3: 1 (fig. 3-25,*c*). Retragerea naşterilor sub arcul de la cota superioară este în general căutată, pentru că permite realizarea unor unghiuri la centru mai mari.

Un arc de cerc corespunzător paramentului aval se înscrie pornind tot de la condiția de a trece prin trei puncte cunoscute. În axul secțiunii maestre punctul aval rezultă din grosimea profilului adoptat, iar la naşteri poziția punctelor rezultă marcînd pe radialele corespunzătoare grosimea la naştere, determinată funcție de legea de îngroşare admisă. Centrul de curbură al conturului aval diferă față de cel al conturului amonte (fig. 3-25, *b*). Procedeul se repetă pentru arcele de la celelalte cote.

Prima formă rezultată din trasare se corectează succesiv pînă la obținerea continuității elementelor geometrice: liniile centrelor amonte şi aval, curba unghiurilor la centru, curba procentului de îngroşare. De menționat că unghiurile la centru și razele variază pe înălțime, barajul trasat fiind din acest punct de vedere similar cu cel cu unghiuri la centru și raze variabile. În figura 3-26 este prezentat planul de trasare al barajului *Vidraru*, care exemplifică principiile expuse.

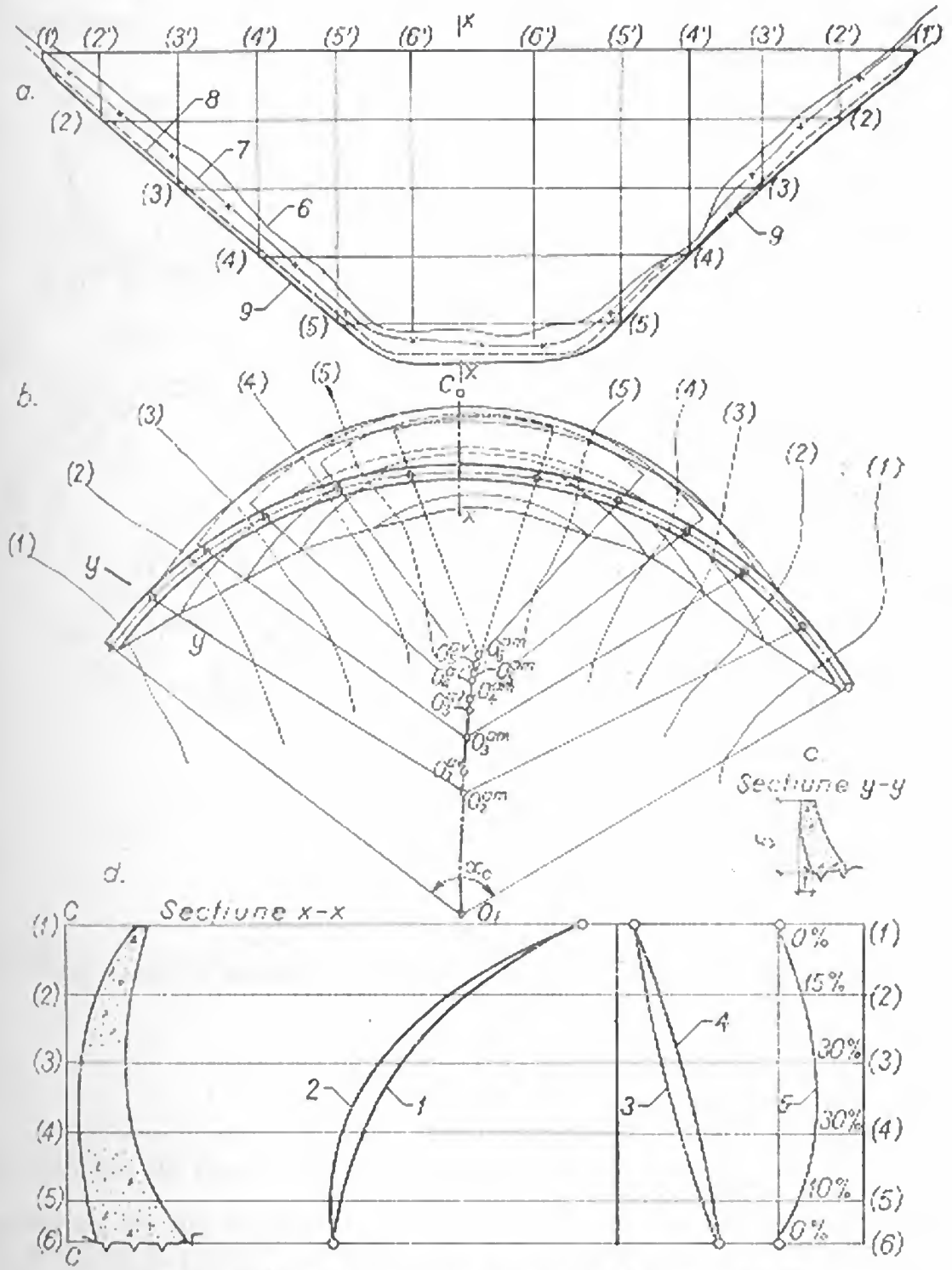


Fig. 3-25. Trasarea unui baraj cu arce de grosime variabilă:

a — profil desfășurat prin axul coronamentului; *b* — vedere în plan; *c* — secțiune radială la naștere arcului inferior; *d* — elemente de trasare; *1* — linia centrelor amonte; *2* — linia centrelor aval; *3* — grosimi la cheie; *4* — grosimi la naștere; *5* — procent de îngroșare; *6* — linia terenului natural; *7* — linia rocii; *8* — linia rocii bune de fundare; *9* — conturul fundației.

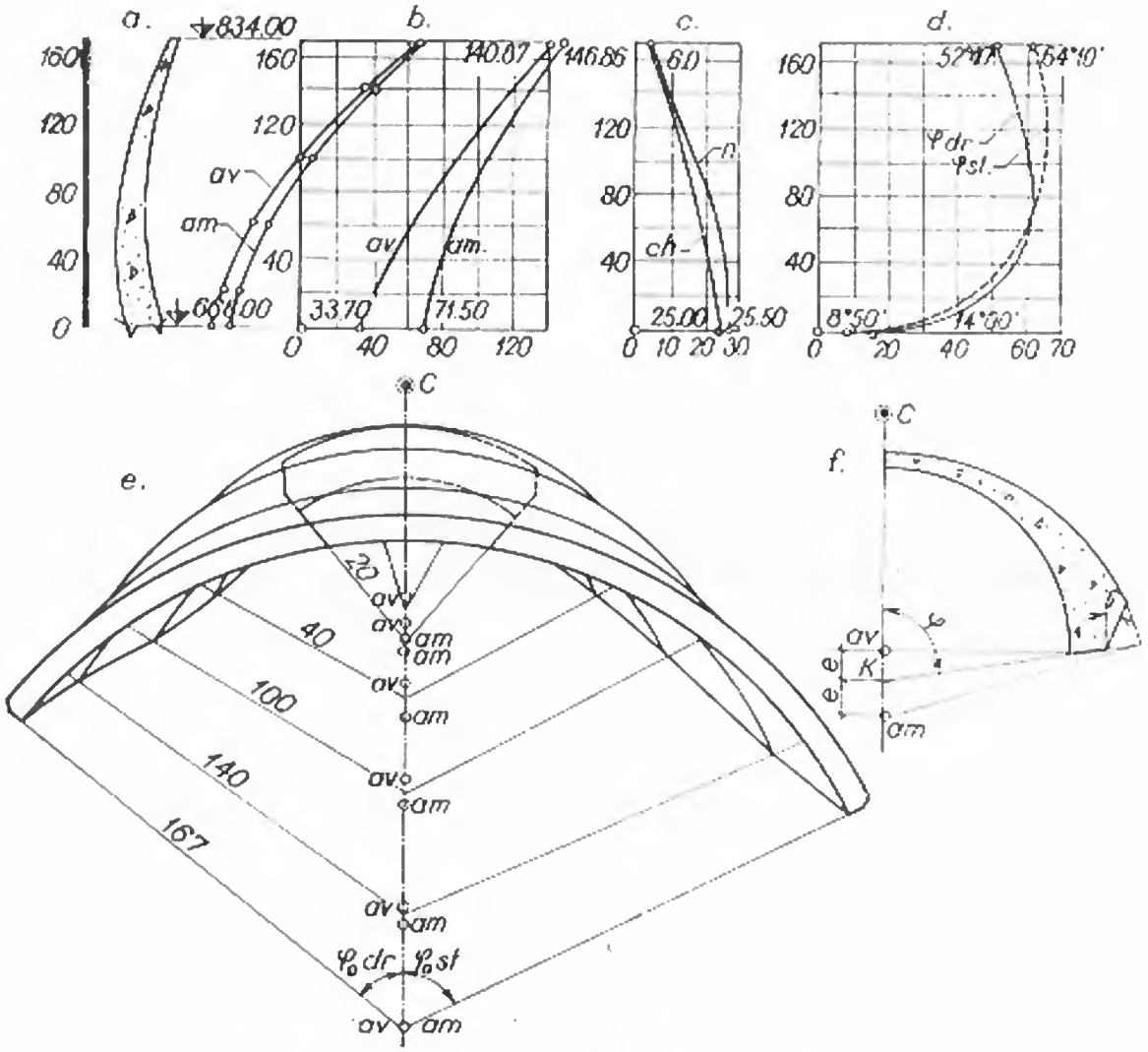


Fig. 3-26. Planul de trasare al barajului Vidraru:

a — secțiune maestră; *b* — curba razelor; *c* — curba grosimilor; *d* — curba unghiurilor; *e* — vedere în plan; *f* — schema geometrică.

24. Alte forme de trasare

După cum s-a arătat în paragraful precedent, cînd arcele barajului nu mai au axul circular, structura se definește după legi analitice, în raport cu un sistem de coordonate local. În cazul barajelor cu arce cu trei centre și nașteri îngroșate spre aval se poate utiliza și trasarea clasică, în acest caz existînd o linie a centrelor pentru zona centrală și cîte două linii de centre pentru intradosul și extradosul fiecăreia dintre zonele laterale. În figura 3-27 este schițat barajul *Tachien*, trasat după aceste principii.

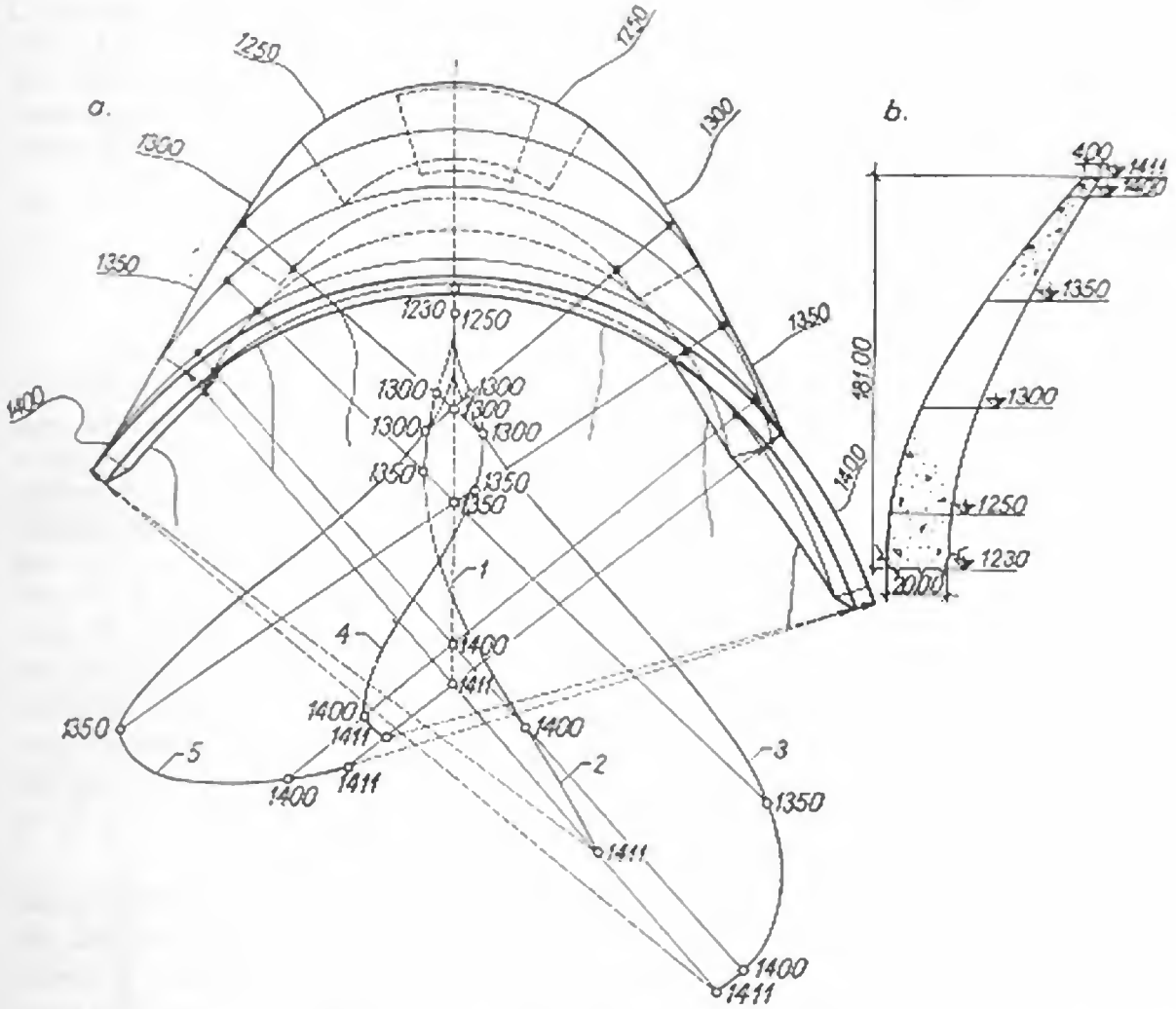


Fig. 3-27. Barajul Tachien (Taiwan):
a — vedere în plan; *b* — secțiune maestră; *1* — linia centrelor zonei centrale; *2* — linia centrelor aval pentru zona din dreapta; *3* — linia centrelor amonte pentru zona din dreapta; *4* — linia centrelor aval pentru zona din stînga; *5* — linia centrelor amonte pentru zona din stînga.

§ 8. BARAJE CU ROST PERIMETRAL

25. Principii de bază

Constructorii de baraje italieni [10] acordă o deosebită atenție:

— simetriei barajelor, datorită căreia se evită apariția eforturilor secundare și se simplifică calculele statice;

— continuității elementelor geometrice și a fundațiilor, prin care se evită concentrările de eforturi și apariția fisurilor;

— modului de rezemare pe roca de fundație, considerat mai avantajos dacă se realizează sub forma unei rezemări simple, decît sub forma unei încastrări perfecte.

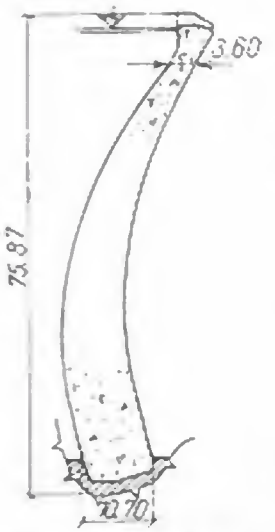


Fig. 3-28. Barajul Osiglia — secțiune maestră.

În vederea realizării acestor deziderate, *M. Scalabrini* a propus ca rezemarea unui baraj arcuit să se facă prin intermediul unui soclu, separat de corpul barajului printr-un rost perimetral. Soclul simetrizează valea, realizează continuitatea geometrică și moderează eforturile transmise la teren, iar rostul, etanșat în amonte, asigură rezemarea simplă a structurii.

26. Exemplificări

Primul baraj arcuit cu rost perimetral a fost barajul *Osiglia* (fig. 3-28) construit între anii 1937—1939. Înălțimea lui este de 76 m, lungimea la coronament 224 m, iar raportul L/H = = 2,43. Se remarcă subțirimea structurii, îndrăzneață pentru perioada respectivă, și cupolarea accentuată a secțiunii maestre.

Ulterior s-au construit numeroase baraje de acest tip, mai îndrăznețe și cu particularități constructive deosebite. Printre ele se numără și barajul *Vaiont* care deține recordul de înălțime (H = 262 m) în categoria barajelor arcuite. Două dintre lucrările cele mai reprezentative sînt arătate în figurile 3-29 și 3-30. Barajul *Lumiei* (fig. 3-29), construit între anii 1946—1949 pe calcare dolomitice, are 136 m înălțime și este înscris într-o vale extrem de favorabilă (L/H = 0,98). Barajul *Val Gallina* (fig. 3-30), pus sub sarcină în 1951 este fundat tot pe calcare dolomitice și are o înălțime de 92 m, la o vale mai deschisă (L/H = 2,29).

În categoria barajelor cu rost perimetral se înscrie și barajul *Paltinul*, pus sub sarcină în anul 1971 (fig. 3-31). Valea barată prezintă o asimetrie pronunțată, din cauza unei terase situată pe malul stîng, avînd o deschidere totală de 400 m la nivelul coronamentului. Studiile efectuate au indicat ca soluție optimă realizarea unui baraj

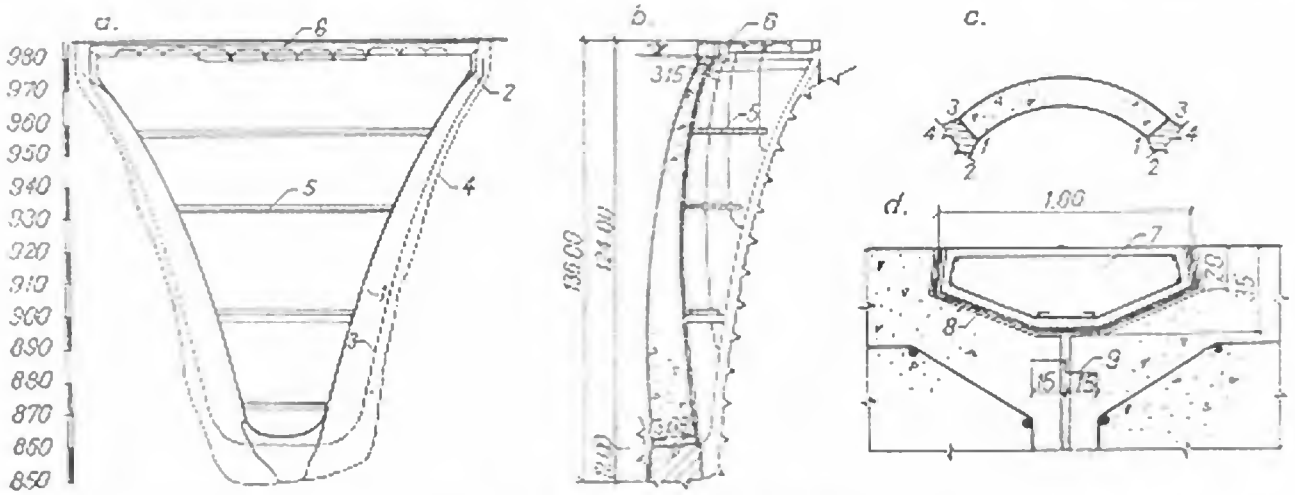


Fig. 3-29. Barajul Lumiei:

a — vedere din aval; *b* — secțiune maestră; *c* — secțiune orizontală; *d* — detaliu la rostul perimetral; *1* — limita aval a soclului; *2* — nașteri aval; *3* — limita amonte a soclului; *4* — nașteri amonte; *5* — pasarelă; *6* — deversor *7* — pană de beton armat; *8* — șapă elastică; *9* — tolă de cupru.

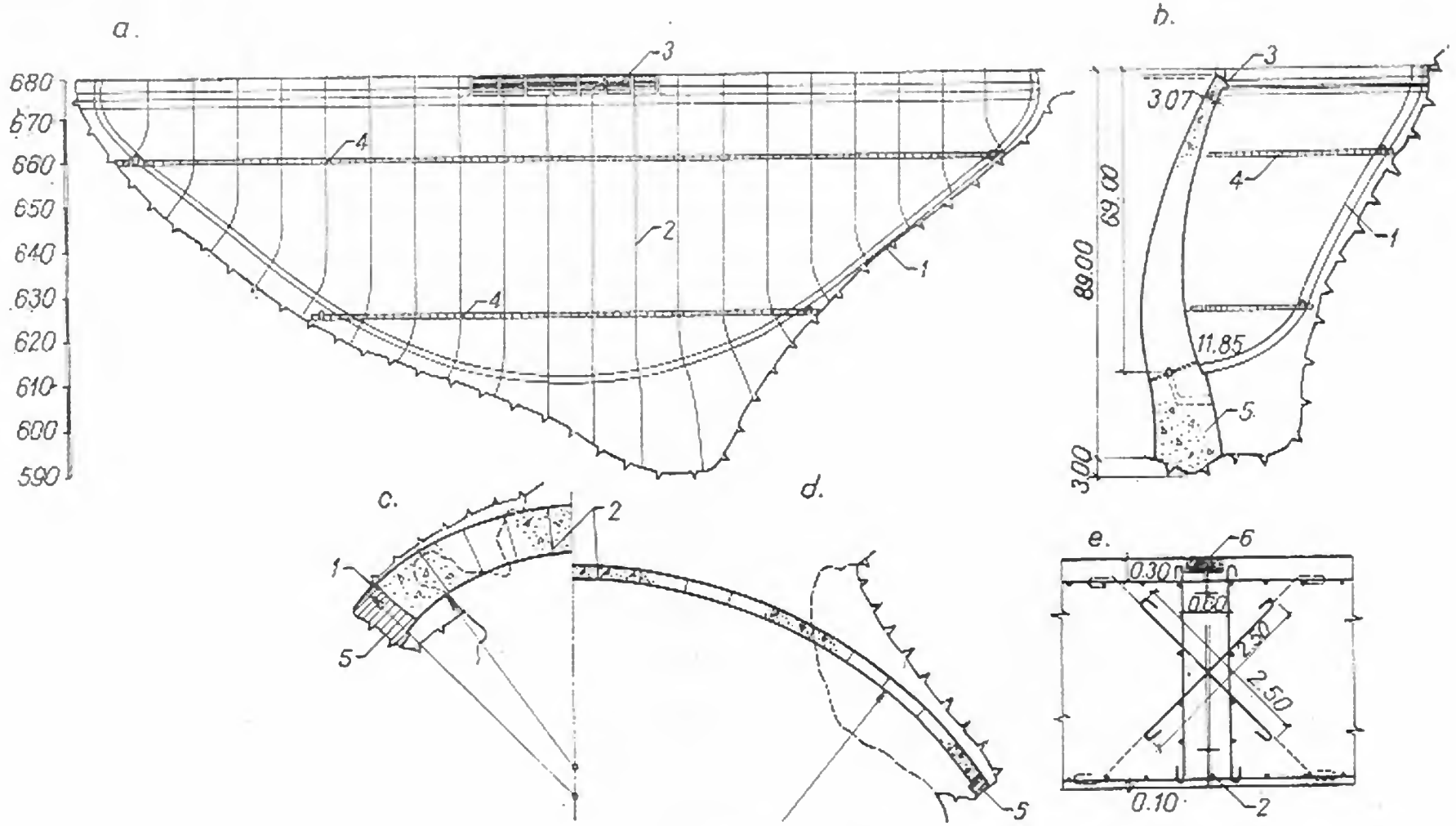


Fig. 3-30. Barajul Val Gallina:

a — vedere din aval; *b* — secțiune maestră; *c* — secțiune orizontală la cota 620; *d* — secțiune orizontală la cota 670; *e* — detaliu de rost transversal; *1* — rost perimetral; *2* — rost transversal; *3* — deversor; *4* — pasarelă; *5* — soclu; *6* — pană de beton armat.

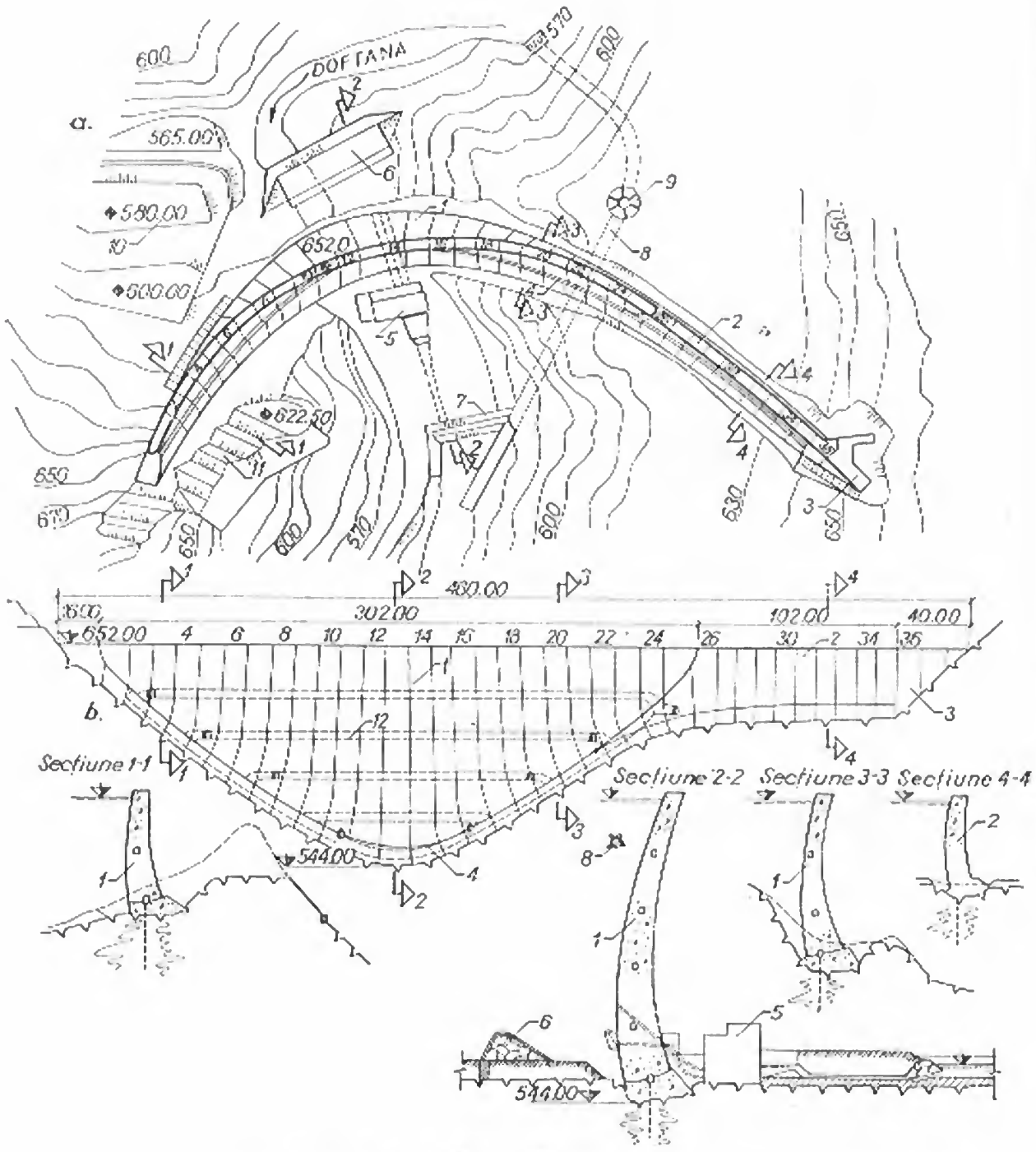


Fig. 3-31. Barajul Paltinul:

a — plan de situație; *b* — profil desfășurat și secțiuni caracteristice; *1* — corp central; *2* — aripă parabolică; *3* — culee; *4* — rost perimetral; *5* — centrală hidroelectrică; *6* — batardou amonte; *7* — batardou aval; *8* — galerie de evacuare; *9* — deversor pilnie; *10* — platformă; *11* — amenajare versant; *12* — galerie de vizitare.

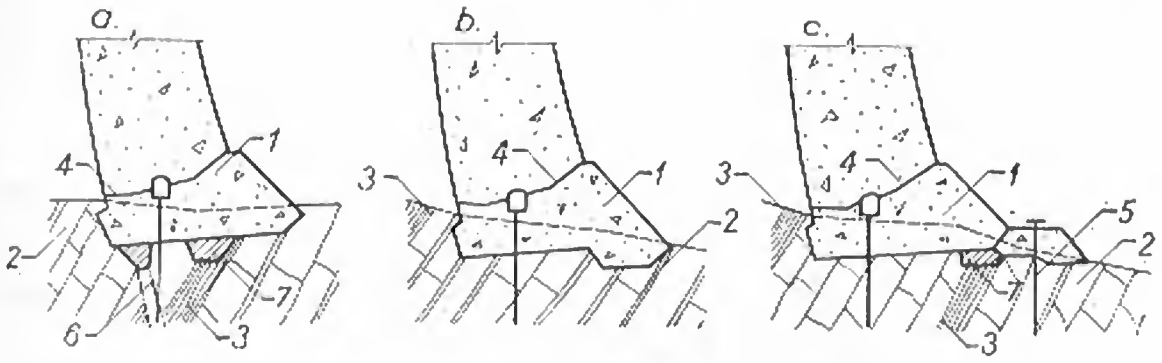


Fig. 3-32. Tipuri de socluri de fundare:
a — normal; *b* — cu pinten; *c* — cu contrasoclu; *1* — soclu; *2* — gresii; *3* — şisturi marnoase; *4* — rost perimetral; *5* — ancoraj; *6* — falie; *7* — plombă.

cu dublă curbură şi rost perimetral, continuat pe versantul stîng printr-o aripă parabolică cu înălţimea maximă de 35 m.

Datele caracteristice ale ansamblului sînt:

— înălţimea maximă	108 m;
— lungimea la coronament	460 m;
— grosimea la coronament	6 m;
— grosimea la rostul perimetral	16 m;
— volumul de beton	280 000 m³.

Ţinînd seama de variaţia proprietăţilor fizico-mecanice ale rocii de fundaţie, s-a considerat indicată prevederea rostului perimetral şi transmiterea eforturilor la teren prin intermediul unui soclu de fundaţie realizat din beton armat. Acesta asigură uniformitatea eforturilor transmise la teren şi limitarea lor la valorile admisibile. La execuţia lucrărilor s-au aplicat trei tipuri de socluri, prezentate în figura 3-32 [6]: socluri normale, socluri cu pinten aval şi contrasocluri.

Rostul perimetral se trasează astfel (fig. 3-33): în punctul de la treimea amonte a secţiunii de contact baraj-soclu se coboară conturul cu o zecime din grosime, după care se face racordarea cu un arc de cerc, de rază aproximativ egală cu grosimea.

Păstrarea eforturilor transmise la teren sub limita efortului de compresiune admisibil (25 kg/cm²) este realizată prin prelungirea locală a soclului de fundaţie. După cum se vede din figura 3-34, zonele cele mai solicitate sînt piciorul amonte din zona albiei, în cazul lacului gol şi piciorul aval din treimea inferioară, în cazul lacului plin.

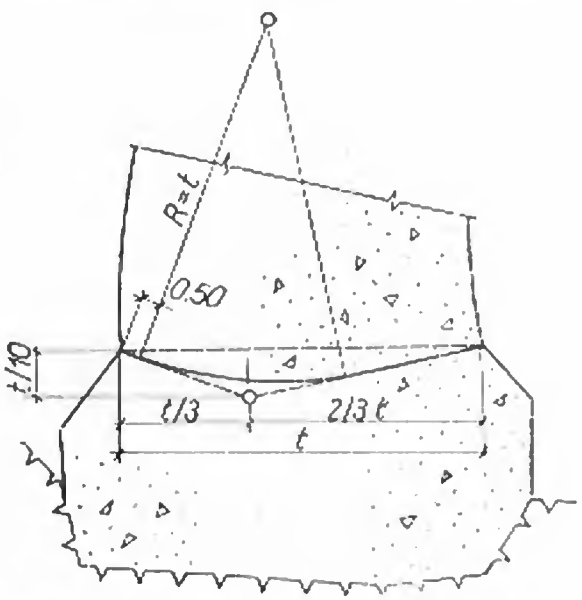


Fig. 3-33. Schema de trasare a rostului perimetral.

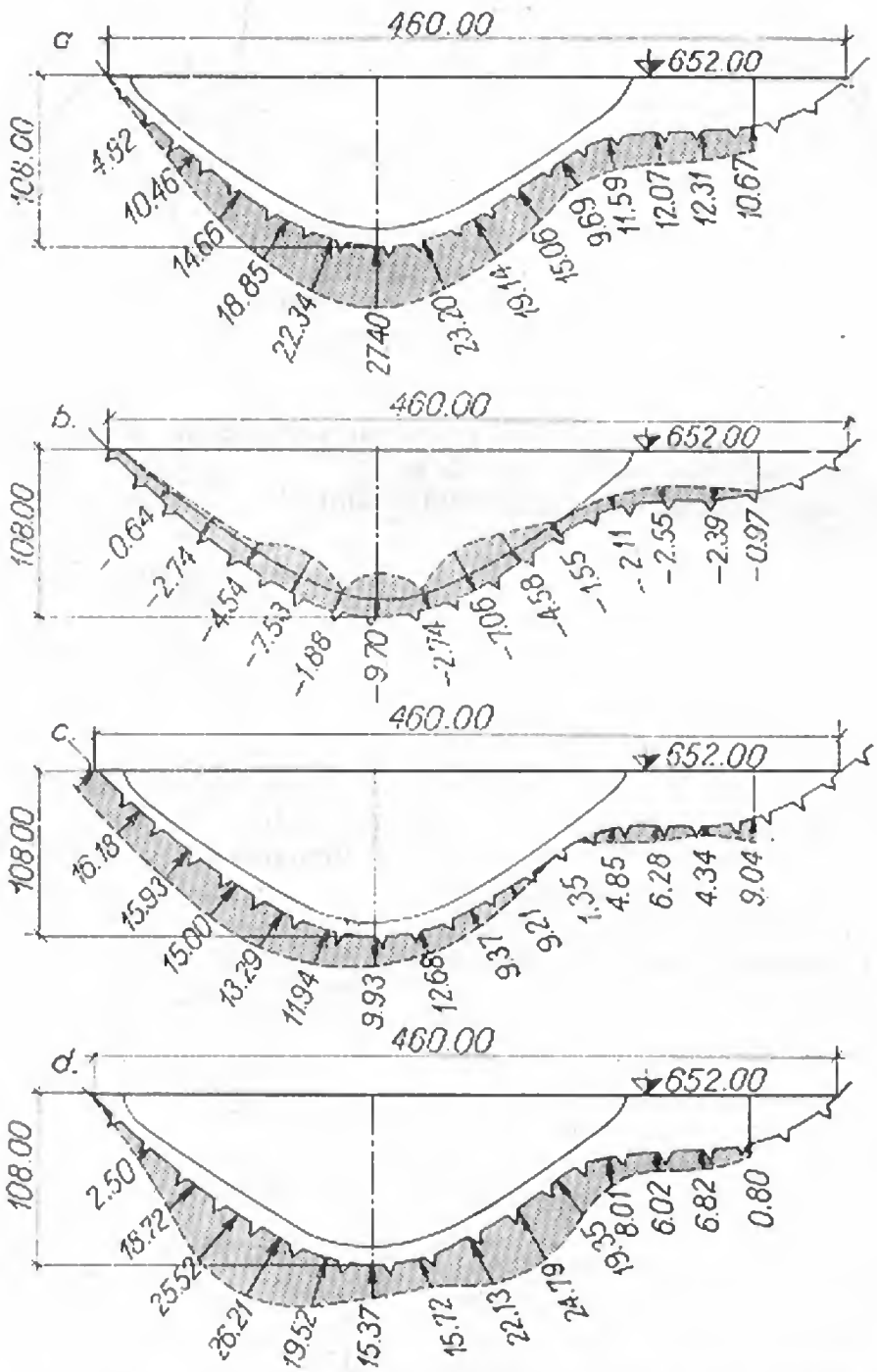


Fig. 3-34. Eforturi (kg/cm²) pe suprafața de fundație în ipotezele:
a — lac gol, picior amonte; *b* — lac gol, picior aval; *c* — lac plin, picior amonte; *d* — lac plin, picior aval.

27. Avantaje și dezavantaje

Avantajele pe care le prezintă rosturile perimetrale, verificate prin încercări pe modele și în practică, sînt următoarele:

— soclul de fundație profilează terenul, dîndu-i o formă simetrică și continuă, ușor de definit geometric; această definire în spațiu poate fi cunoscută înainte de terminarea excavațiilor;

— soclul de fundație poate fi construit mult înainte de faza de betonare a ploturilor propriu-zise; prin aceasta se acordă un timp mai îndelungat lucrărilor de injectare în roca de fundație;

— îngroșarea corespunzătoare a soclului asigură reducerea și repartizarea încărcărilor ce revin terenului de fundație: cînd acest teren este prea slab, soclul poate fi realizat cu caracteristici elastice intermediare între beton și rocă;

— rostul perimetral realizează o rezemare simplă, care permite rotații ale suprafețelor în contact; prin aceasta se reduc și chiar se anulează tensiunile provocate pe conturul barajului de variațiile de temperatură sau de contracția betonului;

— suprafața rostului perimetral fiind orientată normal pe liniile de presiune, pericolul de lunecare al barajului de-a lungul acestei suprafețe este exclus.

Despre dezavantajele sau defecțiunile pe care le implică rosturile perimetrale nu există încă nici un fel de date sau observații. Este de reținut totuși, că realizarea rostului perimetral comportă oarecare dificultăți în execuție. Acestea constau în operațiile de cofrare, armare și turnare a soclului și a părții adiacente a corpului barajului, ca și în prelungirea, în anumite cazuri, a timpului de execuție.

§ 9. AMENAJAREA FUNDAȚIILOR

28. Alcătuirea în secțiune longitudinală

La executarea excavațiilor unui baraj arcuit se urmărește realizarea unei continuități a fundației în profil longitudinal și o eventuală simetrizare a văii. În construcția barajelor moderne s-a renunțat la realizarea fundațiilor în trepte, care fac ca barajul să fie expus fisurării provocate de proeminențele de pe contur. Cînd forma văii prezintă neregularități sau o ușoară asimetrie, este avantajos ca, prin excavații suplimentare raționale, acestea să fie înlăturate. În figura 3-35 sînt reprezentate excavațiile executate pentru barajul *Val Gallina*, lucrări care au permis adoptarea unui baraj în cupolă, simetric și cu rost perimetral.

În cazul în care versanții fac unghiuri mai mari decît 30 ... 40° cu orizontala și deci ploturile componente au tendința să alunece, fundația se păstrează continuă. Stabilitatea se asigură fie începînd construcția din vale spre versanți și sprijinind ploturile unele pe altele, cînd rosturile sînt joantive (fig. 3-36, *a* și *b*), fie prevăzînd butoni de rezemare între ploturi, cînd rosturile sînt duble (fig. 3-36, *c*).

Cînd versanții sînt foarte abrupți, pentru a evita intersectarea suprafețelor rosturilor sub un unghi foarte ascuțit cu fundația, se obișnuiește ca rosturile să fie orientate în partea lor inferioară normal pe fundație (v. fig. 3-36, *b*).

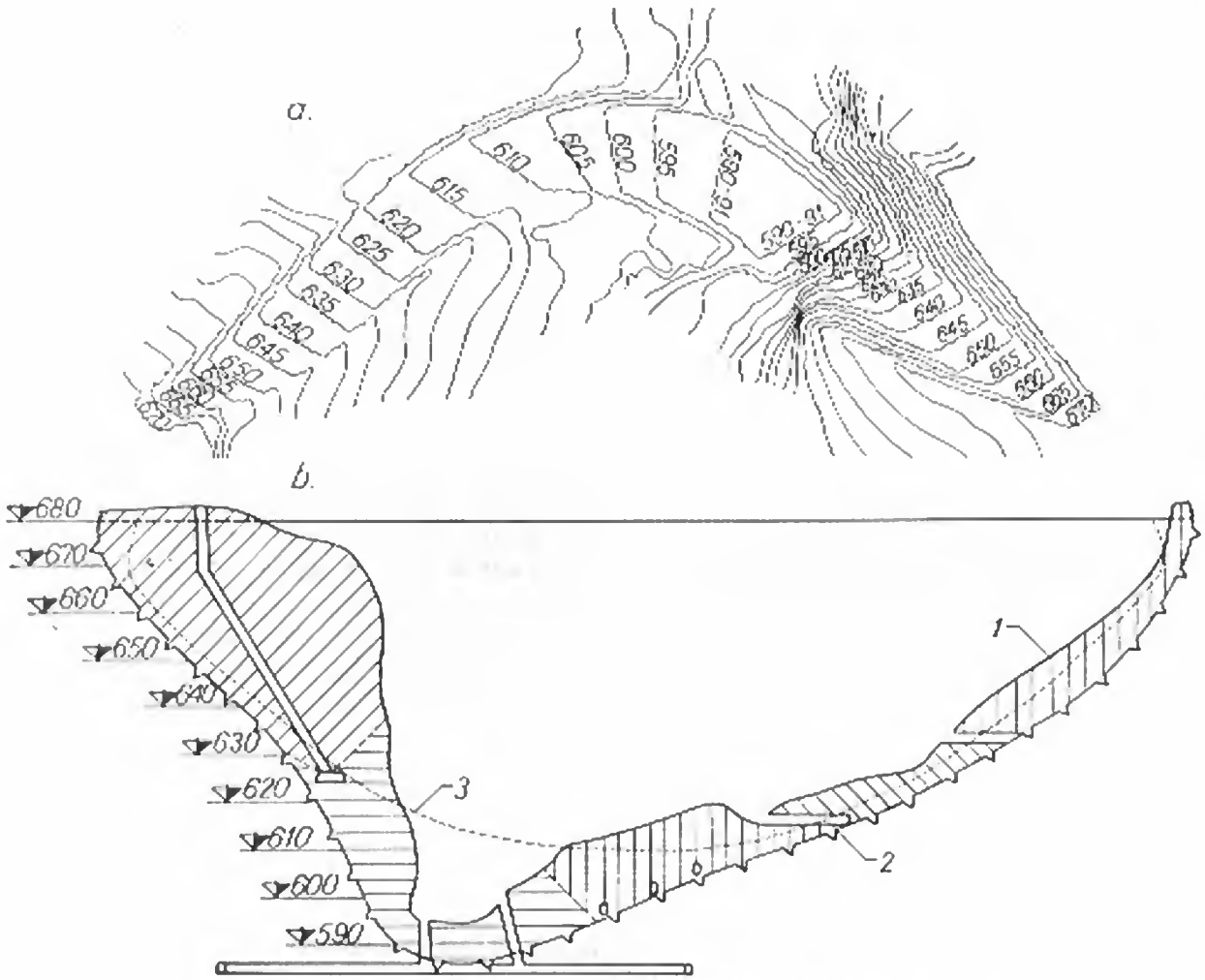


Fig. 3-35. Excavații de simetrizare la barajul Val Gallina:
a — plan de excavație; *b* — profil desfășurat prin axul coronamentului; *1* — linia terenului natural; *2* — linia fundației; *3* — conturul rostului perimetral.

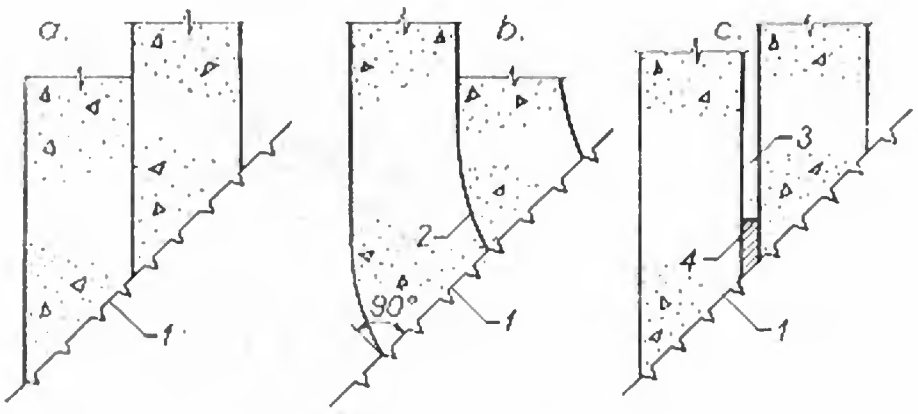


Fig. 3-36. Ploturi pe versanții înclinați:
a — cu rosturi joantive drepte; *b* — cu rosturi joantive rotite; *c* — cu rosturi duble; *1* — conturul fundației; *2* — rotire locală; *3* — rost dublu; *4* — buton.

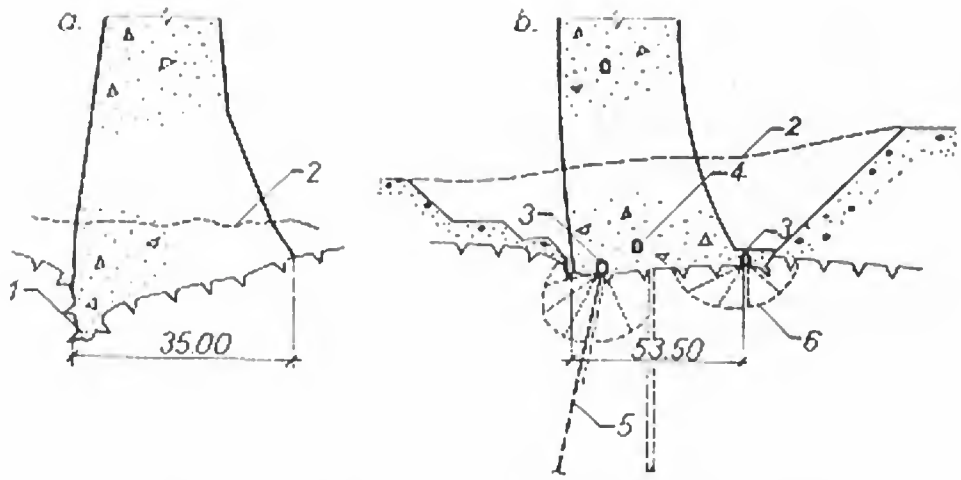


Fig. 3-37. Fundație în secțiune transversală:
a — cu pinten amonte; *b* — cu talpă orizontală; *1* — pintea; *2* — linia terenului natural; *3* — galerie de injecție; *4* — galerie de drenaj; *5* — voal de etanșare; *6* — injecții de consolidare.

29. Alcătuirea în secțiuni transversale

Suprafața de fundație a ploturilor poate fi ușor înclinată spre amonte și prevăzută eventual cu o adîncitură pentru pintenul barajului (fig. 3-37, *a*). Cînd injecțiile de consolidare și impermeabilizare se execută din galerii speciale prevăzute în baraj, talpa de fundație se amenajează în funcție de poziția acestora (fig. 3-37, *b*).

30. Alcătuirea în secțiuni orizontale

Pe versanți, fundațiile se orientează radial, astfel încît arcele să atace terenul la 90° (fig. 3-38, *a*). În cele mai multe cazuri această condiție este greu de îndeplinit datorită orientării liniilor de nivel ale văii. Se admite ca unghiul de atac cu versantul să se reducă, fundația rămînînd tot radială (fig. 3-38, *b*). O regulă empirică cere ca

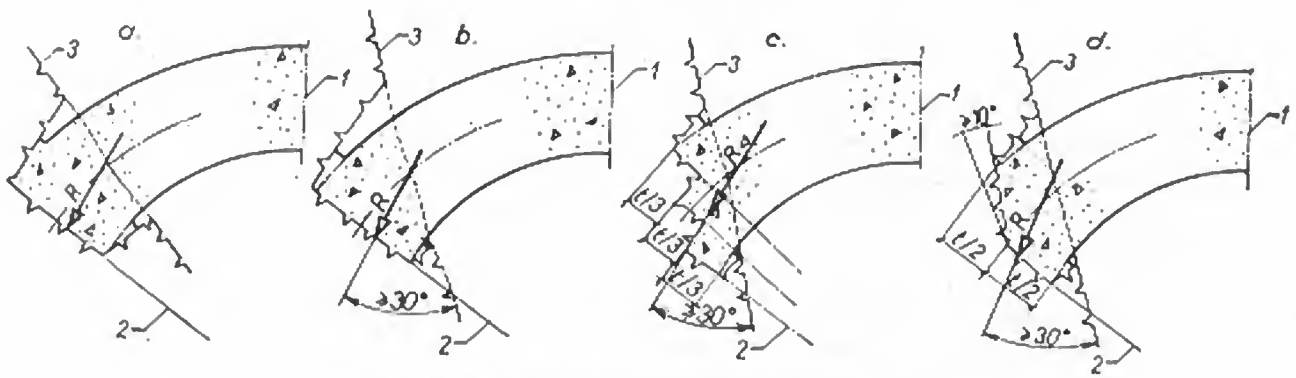


Fig. 3-38. Fundarea nașterii arcelor:
a — normală, radială; *b* — normală, cu incidență în unghi ascuțit; *c* — în trepte; *d* — radială, parțial rotită; *1* — axul barajului; *2* — direcție radială; *3* — linia versantului.

rezultanta forțelor din această secțiune să facă un unghi mai mare de 30° cu linia terenului din aval.

În cazul barajelor de dimensiuni mari, rezemate pe versanți mai puțin convergenți spre aval, orientarea radială a suprafețelor de rezemare conduce la excavații exagerat de adînci de-a lungul piciorului amonte. Pentru a evita acest lucru se pot adopta fundații în trepte (fig. 3-38, *c*), sau fundații parțial rotite (fig. 3-38, *d*). Dispoziția cea mai favorabilă este ultima, pentru că se evită concentrările de eforturi și se realizează economii importante la execuție.

Definitivarea orientării nașterilor arcelor și a modului de profilare al excavațiilor trebuie stabilită ținînd seama de stratificația și șistuozitatea versanților, de volumul de injecții de legătură — consolidare și de tehnologia de execuție a excavațiilor.

31. Unghiul de incidență cu versanții

Pentru a se obține o distribuție cît mai favorabilă a eforturilor atît în corpul barajului cît și în teren și pentru a asigura o bună stabilitate a ansamblului baraj-fundație, înscrierea structurii trebuie să se realizeze cît mai adecvat condițiilor topografice ale amplasamentului.

Studiul înscrierii arcelor la teren este efectuat de *M. Constantinescu* [11] pentru un arc de grosime unitară constantă (fig. 3-39, *a*), cu raza exterioară $r_e = 4{,}10$ m și raza interioară $r_i = 3{,}10$ m. Modelul este aplicabil pentru orice arc avînd $r_e = 4{,}10\ t$ și $r_i = 3{,}10\ t$, unde t este grosimea reală a arcului. Încărcarea exterioară este constituită de presiunea hidrostatică uniform distribuită $p = 10$ t/m², acționînd la extrados. Punctul A de incidență a extradosului este fix, iar linia versantului se rotește în jurul acestuia. Conturul *1-2-3* delimitează zona din fundație care s-a presupus că va conlucra cu arcul.

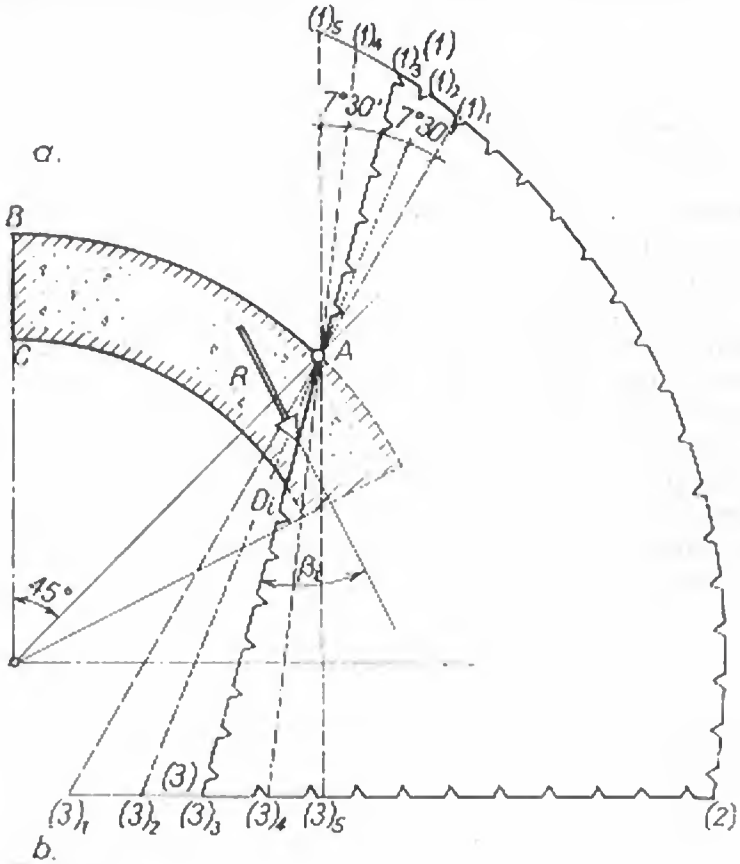
Pentru studiu s-a folosit metoda elementelor finite. Au fost parcurse 12 variante de rezemare, funcție de patru unghiuri de atac și trei caracteristici diferite ale terenului de fundație ($E_b/E_f = 1$; $E_b/E_f = 4$; $E_b/E_f = 0{,}5$). Pe baza eforturilor interioare s-au calculat rezultantele pe linia de fundare AD_i și unghiurile β_i aferente, care pentru cele patru variante au fost respectiv de 30° 10′; 41° 10′; 53° 30′; 61° 00′. Analiza stării de efort se face pe baza izoliniilor eforturilor principale σ_2 și τ_{max} prezentate în figurile 3-39, *b* și 3-39, *c* pentru un raport $E_b/E_f = 1$. Pentru alte rapoarte valorile eforturilor sînt apropiate. Analizînd aceste rezultate se constată că:

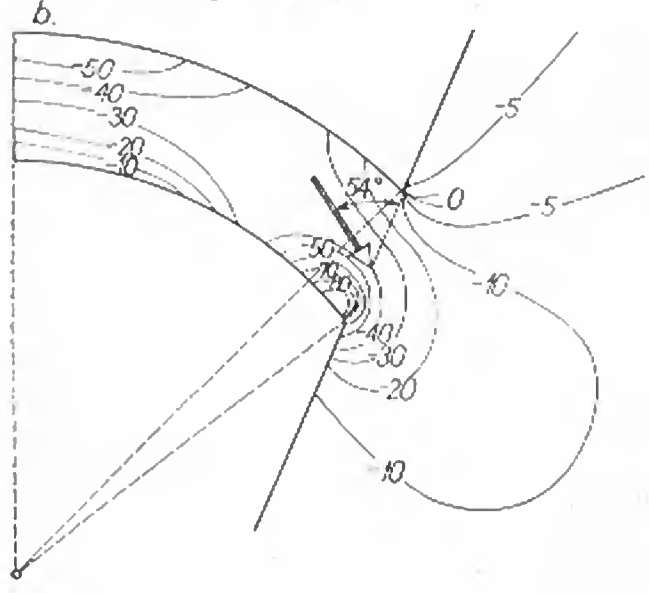
— eforturile la cheie sînt influențate în mică măsură de variația unghiului de incidență;

— eforturile la nașterea arcului sînt puternic influențate: pentru unghiuri de atac apropiate de 60° eforturile maxime de compresiune rămîn în arc (de ordinul $7\,p$, unde p este presiunea exterioară); cu cît unghiul de atac scade, centrul eforturilor maxime de compresiune din arc se apropie de suprafața de contact arc-fundație, crescînd și ca mărime;

— există o zonă în vecinătatea punctului fix A unde apar tensiuni; valorile lor sînt de ordinul $1{,}9p$ în prima variantă ($\beta_i = 30°$) și ajung la $0{,}4\ p$, pentru $\beta = 61°$.

Cînd se prevăd îngroșări la nașterile arcelor starea de efort atît în baraj cît și în fundație se îmbunătățește, diminuînd concentrările de eforturi. Pentru a ține seama de ambele aspecte — incidență și îngroșări — se propune un criteriu de comparație definit de produsul dintre lățimea arcului la naștere și efortul mediu din





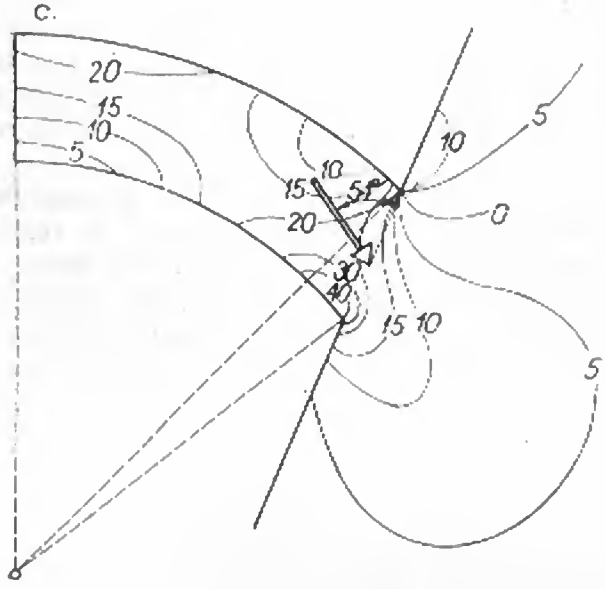


Fig. 3-39. Studiul unghiului de incidență:

a — variante studiate; *b* — izoliniile efortului σ_z; *c* — izoliniile efortului σ_{max}.

teren în jurul punctului de reazem aval. În baza acestui criteriu se găsește că incidența optimă, care conduce la eforturi moderate, simultan cu o lățime minimă a arcului la naștere, variază între 45 și 55°.

Pentru unghiuri sub 30° între rezultantă și linia terenului aval, apar tensiuni tot mai mari în jurul piciorului amonte *A*. Pentru unghiuri peste 60°, la care rezultanta se apropie de normala pe teren, apar eforturi mari atît în beton cît și în fundație, ceea ce impune o îngroșare mai accentuată a arcului în zona piciorului aval.

Izoliniile τ_{max}, rezultate pentru diferitele variante, dau o indicație și asupra eventualelor suprafețe de lunecare care pot apare la contactul baraj-fundație sau în interiorul masivului. O apreciere mai exactă se obține dacă se ține seama de coeficientul de frecare al terenului de fundație, respectiv dacă se calculează τ_{ef}. În acest caz se reduc sensibil eforturile de lunecare pe suprafața de contact și deci riscul de alunecare.

§ 10. ROSTURI DE CONTRACȚIE ȘI INJECTAREA LOR

32. Tipuri de rosturi

Pentru a evita fisurarea din cauza fenomenelor de contracție a betoanelor turnate, barajele arcuite, ca și barajele de greutate, se construiesc din elemente numite *ploturi*, cu fețele laterale orientate radial. Monolitizarea ploturilor turnate independent se realizează prin injectarea rosturilor de contracție care le separă.

Lungimea ploturilor, măsurată după axul de coronament, este de circa 10 ... ... 12 m, în unele cazuri atingînd 14 ... 16 m. Ea este determinată de condiția eliminării fisurării și de capacitatea de betonare a utilajelor folosite.

În cazul barajelor arcuite rosturile de contracție, cu caracter provizoriu, sînt de două tipuri: duble (lărgite) și simple (joantive).

Rosturile duble-lărgite (fig. 3-40), prevăzute cu proeminențe și întrînduri poligonale în vederea realizării unei mai bune legături între ploturi, au lățimea de minimum 1,0 m, iar cea maximă de circa 1,50 m. Din practică s-a constatat că pînă la închiderea lor prin betonare, aceste rosturi exercită o însemnată acțiune de răcire naturală a ploturilor. Din această cauză este recomandabil ca rosturile să fie închise după ce căldura de hidratare a betonului s-a degajat în mare măsură și fenomenul de contracție s-a consumat în mare parte.

Intervalul minim care trebuie să treacă de la turnarea ploturilor și pînă la închiderea rosturilor este de minimum 6 ... 8 luni. Betonarea spațiului dintre ploturi trebuie făcută după un anotimp rece, atunci cînd betonul din ploturi a atins o temperatură cît mai joasă, în mod ideal situată cu (1 ... 2)°C sub temperatura medie anuală. După betonare, la acest tip de rost se efectuează injectarea celor două fețe cu suspensie de ciment.

Execuția de rosturi duble cere asigurarea stabilității fiecărui plot în parte în timpul execuției. Stabilitatea în profil longitudinal, în lungul versanților, se realizează prin betonarea unor butoni la partea inferioară, în spațiul dintre ploturi.

Rosturile simple-joantive (fig. 3-41) au înlocuit la barajele moderne rosturile duble. Aplicarea rosturilor simple este practic generalizată în prezent datorită: ușurinței de execuție; economicității; faptului că permit rezemarea reciprocă a

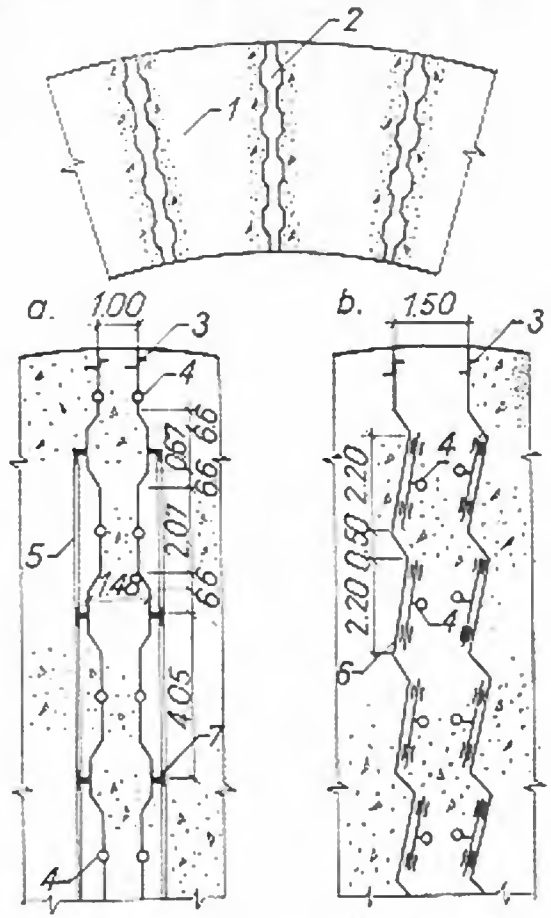


Fig. 3-40. Rosturi duble la barajele:
a — Marèges; *b* — Ross; *1* — plot; 2 — rost; 3 —tolă de cupru; *4* — tub vertical de alimentare; *5* — rampă; *6* — manşon de injectare; *7* — clapetă.

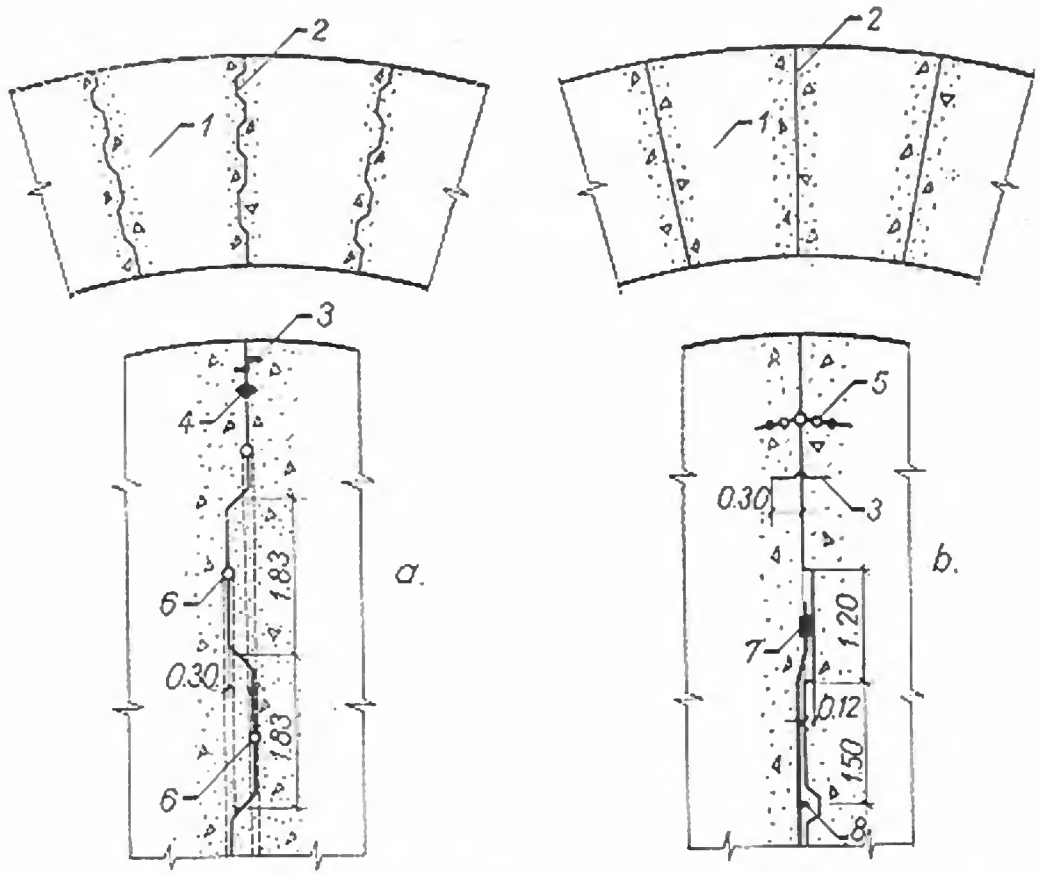


Fig. 3-41. Rosturi joantive:
a — cu contur poligonal — barajul Pacoima; *b* — cu feţe riglate plane — barajul Vaiont; *1* — plot; *2* — rost; *3* — tolă de cupru; *4* — pană de bitum; *5* — banda Sika; *6* — tub de injecţie; *7* — manşon ; *8* — clapetă.

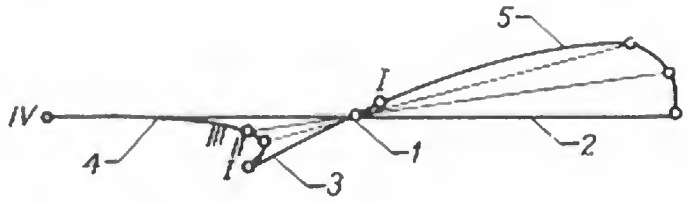


Fig. 3-42. Trasarea rostului elicoidal:
1 — punct fix; *2* — rostul în fundație; *3* — rostul la coronament; *4* — paramentul aval; *5* — paramentul amonte.

ploturilor și deci adoptarea unor structuri economice, cu surplombe relativ pronunțate; formelor zvelte ale barajelor moderne, cu grosimi reduse, care nu impun condiții speciale de răcire. Acest sistem are însă dezavantajul că reclamă, la grosimi ale ploturilor mai mari de 10 ... 12 m, răcirea artificială.

La barajele de înălțime mică și medie, rosturile sînt verticale, orientate radial, în majoritatea cazurilor cu centru unic pentru întreg barajul. Pentru o mai bună conlucrare între ploturi, suprafețele rosturilor sînt prevăzute cu proeminențe și întrînduri poligonale (redane sau ștrepi), ca în figura 3-41, *a*.

La barajele înalte, care depășesc 50 ... 60 m, rosturile de contracție se execută sub forma unor suprafețe elicoidale, rezultate din condiția de orientare radială a rostului pentru fiecare cotă a barajului. În cazul în care această condiție conduce la surplombe mari în suprafața rostului, deci la dificultăți de cofrare și turnare, suprafața rostului se trasează respectînd orientarea radială, dar obligînd ca rostul să treacă printr-un punct fix (fig. 3-42). În acest caz lățimea plotului, măsurată în axul fiecărui arc, devine variabilă pe înălțime. Constructorii elvețieni recomandă ca, la trasarea rosturilor prin puncte fixe, să se limiteze rotirile din suprafața rostului la 0,5 ... 1° pe 1 m înălțime.

În figura 3-43 sînt prezentate rosturile cîtorva dintre barajele arcuite realizate în România. În regiunea centrală a barajului *Negovanu* s-au folosit rosturi duble, cu contur poligonal (fig. 3-43, *a*). La barajul *Bacîu* ($H = 34$ m) rosturile sînt simple, cu renură de legare a ploturilor (fig. 3-43, *b*). La barajul *Vidraru* ($H = 167$ m) s-au adoptat rosturi simple — joantive, orientate elicoidal, cu punct fix (fig. 3-43, *c*).

În situații speciale barajele arcuite sînt prevăzute cu rosturi cu caracter permanent. Spre exemplu la barajul *Vaiont* (fig. 3-44), pe lîngă rosturile de contracție dintre ploturi s-au prevăzut și rosturi permanente orizontale, dispuse la trei niveluri, pentru a fragmenta înălțimea foarte mare a barajului ($H = 262$ m). Rosturile de contracție marginale se opresc la nivelul rostului permanent orizontal în dreptul galeriilor de acces, pentru a evita apariția de fisuri pe direcția rostului întrerupt.

În ceea ce privește modul de prelucrare a fețelor rosturilor, se caută, prin cofrajele utilizate și eventual prin înlăturarea bavurilor, să se obțină o suprafață cît mai lisă pentru a nu împiedica circulația suspensiei de ciment în timpul injectării. Nu se recomandă buciardarea rosturilor de contracție înainte de betonarea plotului adiacent.

33. Dispozitive de etanșare

Rosturile de contracție ale barajelor arcuite sînt prevăzute în amonte și în aval cu dispozitive de etanșare, cărora le revine un dublu rol: de a opri infiltrațiile de apă și de a etanșa rosturile pentru lucrările de injectare. Etanșarea amonte se poate

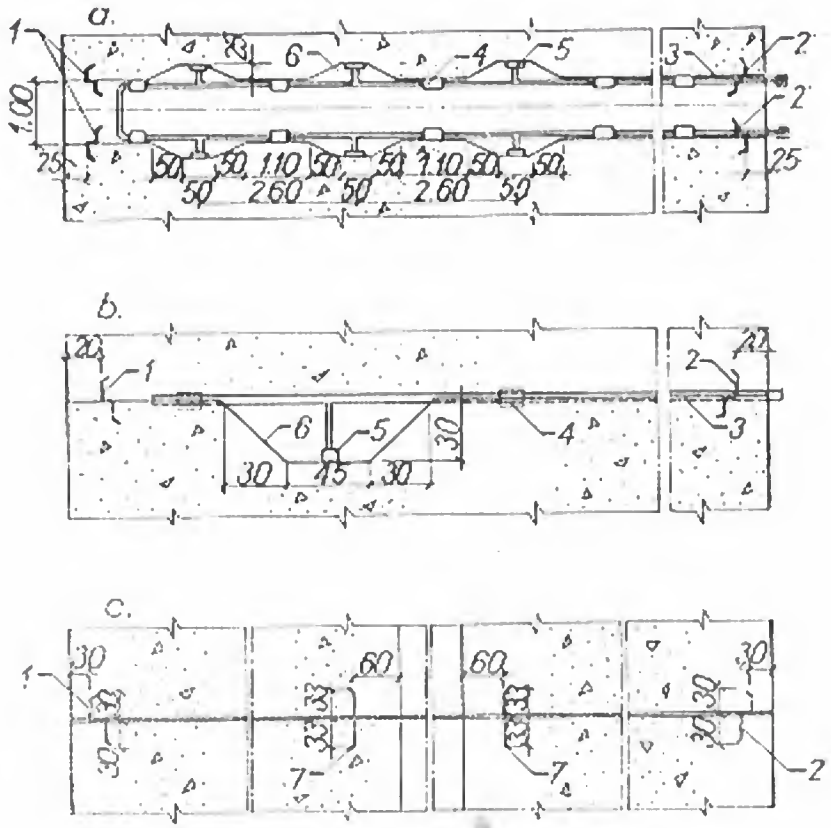


Fig. 3-43. Rosturi la barajele arcuite:

a — Negovanu; *b* — Baciu; *c* — Vidraru; *1* — tolă amonte; *2* — tolă aval; *3* — rampă de injecții; *4* — manșon; *5* — clapetă; *6* — renură; *7* — tolă de etanșare a conturului galeriei.

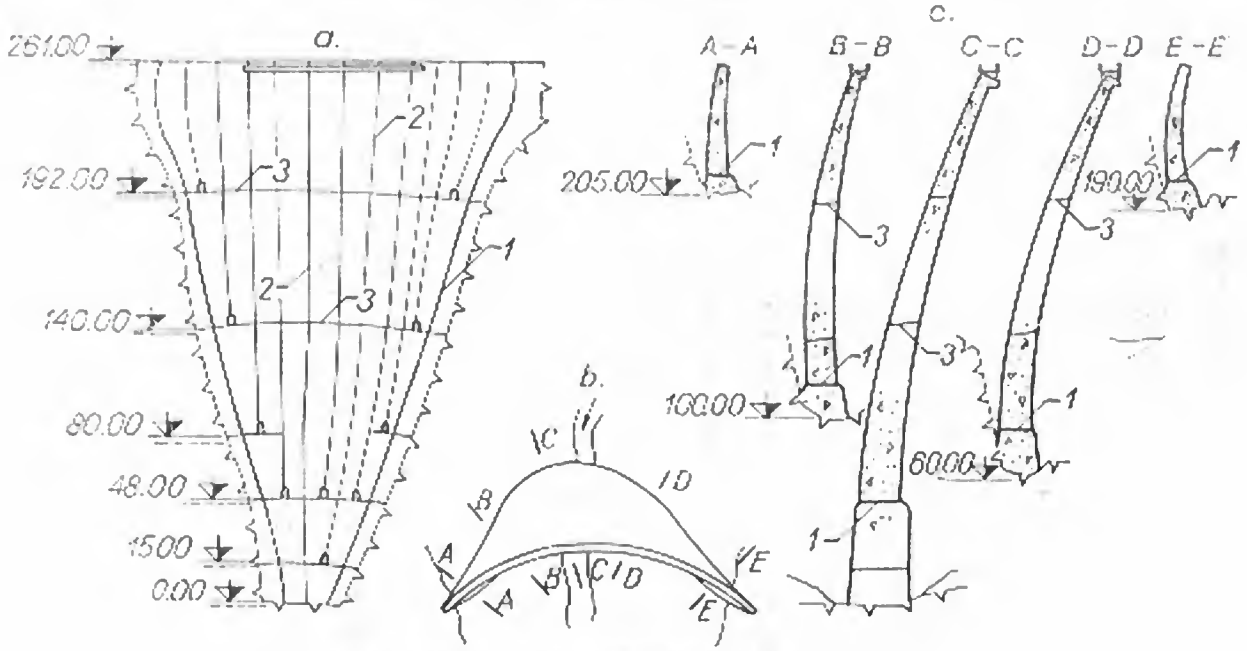


Fig. 3-44. Rosturile barajului Vaiont:

a — profil desfășurat prin axul de coronament; *b* — vedere în plan; *c* — secțiuni transversale; *1* — rost perimetral; *2* — rost de contracție; *3* — rost permanent orizontal.

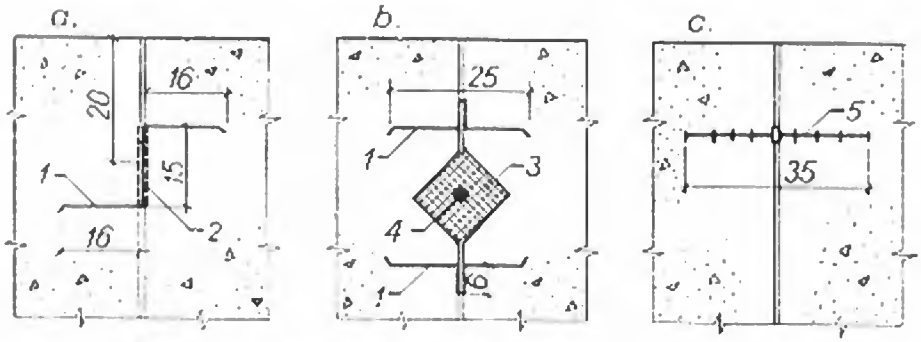


Fig. 3-45. Detalii de etanșare a rosturilor la barajele:
a — Matèges; *b* — Diablo; *c* — Kurobe; *1* — tolă de cupru; *2* — parafină; *3* — bitum; *4* — conductor de cupru; *5* — bandă PVC.

face cu tolă de cupru de 1,5 ... 2,0 mm grosime (fig. 3-45, *a*), sau cu tolă de cupru combinată cu un prism de material bituminos (fig. 3-45, *b*). În aval se prevăd tole de cupru-zinc de aceleași dimensiuni.

La barajele moderne etanșarea se realizează prin benzi din material plastic (PVC) (fig. 3-45, *c*), care sînt mai ieftine și prezintă avantaje deosebite la betonare și injectare.

34. Instalații de injectare

Instalațiile de injectare cuprind elementele de fragmentare a rostului în cîmpuri de injectare, rampele de injectare și instalațiile de evacuare a apei și a aerului din rost în timpul injectării.

Pentru a se limita forțele importante care acționează pe fețele rosturilor în momentul injectării și pentru a asigura un control mai bun al execuției, rosturile sînt împărțite în cîmpuri de injectare etanșe (fig. 3-46). Etanșările orizontale se execută din tolă de oțel în formă de Z, sau din benzi de PVC; ele limitează înăl-

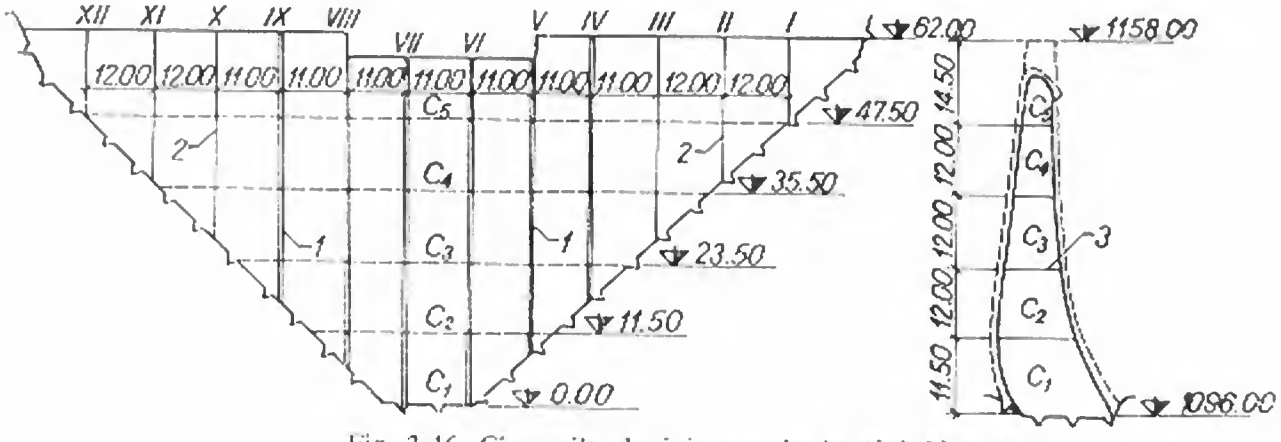


Fig. 3-46. Cîmpurile de injectare la barajul Negovanu:
1 — rost dublu; *2* — rost joantiv; *3* — etanșare orizontală.

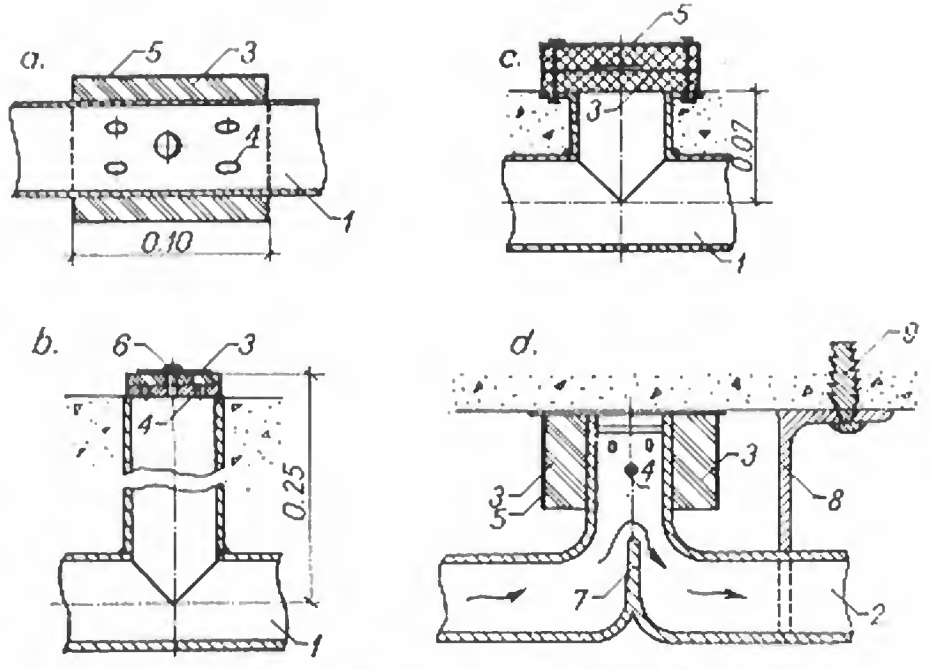


Fig. 3-47. Dispozitive pentru injectare:
a — manşon; *b* — clapetă simplă; *c* — clapetă înglobată; *d* — clapetă cu traseu şicanat; *1* — ţeavă 5,08 cm; *2* — ţeavă 2,54 cm; *3* — cauciuc moale; *4* — orificii de difuzare; *5* — tolă moale; *6* — şaibă cu şurub de prindere; *7* — şicană; *8* — braţ de prindere; *9* — bylon.

ţimea cîmpurilor la 10 ... 20 m. Pentru presiuni de injectare mari este indicat ca înălţimea cîmpurilor să fie stabilită prin calcule. Deşi cîmpurile sînt limitate, forţele care acţionează pe feţele rosturilor în timpul injectării sînt considerabile, putînd atinge valori de mii de tone. Aplicîndu-se pe feţele radiale ale ploturilor, presiunile de injectare (4 ... 10 at) dau o rezultantă dirijată către amonte, care pune în pericol în special stabilitatea ploturilor marginale, puternic surplombate.

Injectarea se face cu ajutorul manşoanelor şi clapetelor, la care suspensia este adusă prin conducte de alimentare. Indiferent de tip sau de dimensiuni, acestea au funcţia unor supape care asigură admisia suspensiei de ciment în rost, fără a permite circulaţia din rost în afară. În mod normal se prevede un manşon sau o clapetă de injecţie pentru fiecare 5 ... 15 m² de rost. În figura 3-47 sînt prezentate cîteva tipuri de manşoane şi clapete mai des utilizate. Un tip mai deosebit este cel din figura 3-47, *d*, folosit la barajele din Franţa şi Elveţia. Prin forma adoptată, scurgerea suspensiei se face cu maximum de turbulenţă, evitîndu-se sedimentarea cimentului.

În ceea ce priveşte dispoziţia conductelor de alimentare cu suspensie (rampele) şi a manşoanelor şi clapetelor, se utilizează mai multe sisteme. Pentru barajele de înălţime medie şi mică, rampele se dispun orizontal şi injectarea se face de la paramentul aval (fig. 3-48, *a* şi *b*). Este indicat ca rampele să aibă asigurată circulaţia continuă a suspensiei de ciment şi să existe o pantă către aval pentru a fi posibilă spălarea după injectare, în vederea unor eventuale reinjectări. Distanţa dintre rampele dispuse orizontal este de obicei de 2 ... 4 m. La paramentul aval se prevăd scări, pasarele, sau dispozitive mobile, pentru a asigura accesul lucrătorilor la fiecare rampă.

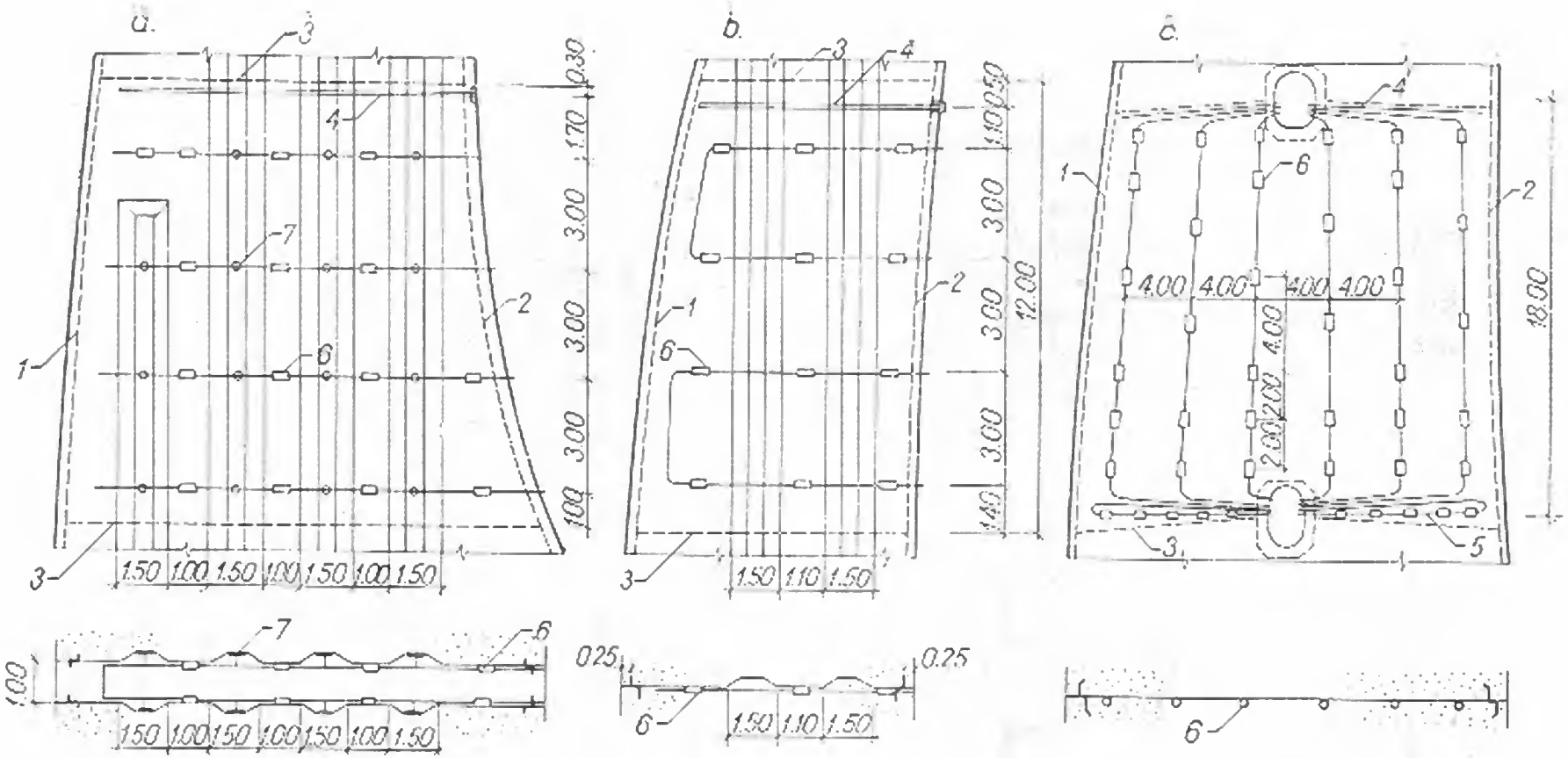


Fig. 3-48. Sisteme de dispunere a rampelor la barajele:

a — Negovanu; *b* — Teliuc; *c* — Vidraru; *1* — etanșare amonte; *2* — etanșare aval; *3* — etanșare orizontală; *4* — dren; *5* — rampă de umplere; *6* — manșon; *7* — clapetă.

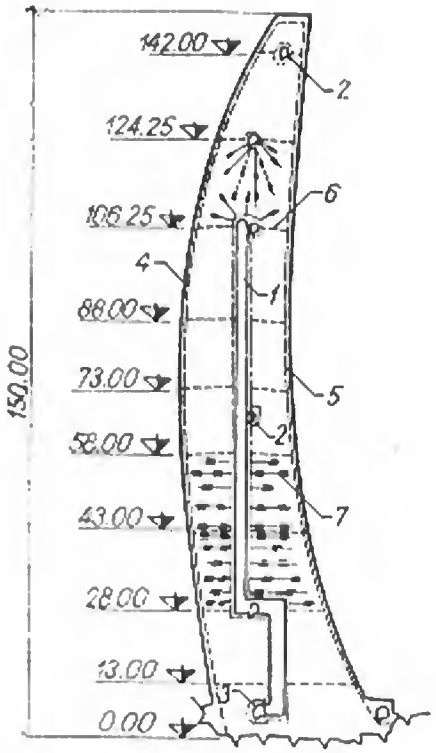


Fig. 3-49. Dispozitivele de injectare la barajul Moiry:
1 — puţ de vizitare; *2* — galerie de acces; *3* — galerie de picior; *4* — etanşare amonte; *5* — etanşare aval; *6* — etanşare orizontală; *7* — rampe cu manşoane de injectare.

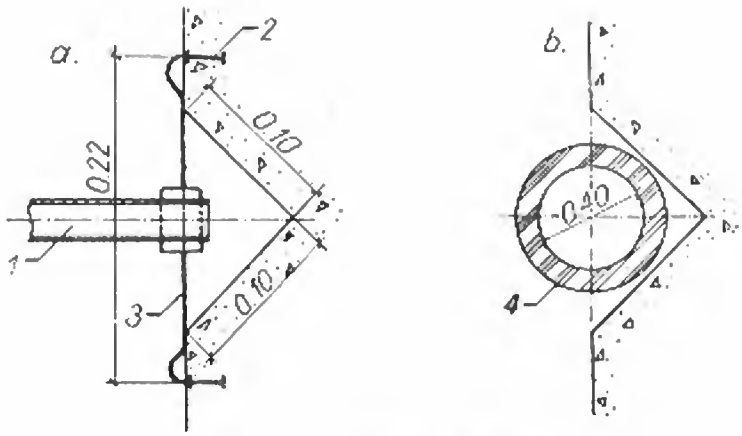


Fig. 3-50. Drenuri de aer:
a — simplu cofrat; *b* — cu tub de cauciuc moale; *1* — conductă de evacuare; *2* — profil laminat; *3* — tablă galvanizată; *4* — tub de cauciuc plin cu apă la betonare.

Întrucît la barajele înalte injectarea de la paramentul aval devine dificilă şi periculoasă, la acestea se folosesc scheme de utilizare a rampelor de injectare din galerii (fig. 3-48, *c*). O dispoziţie deosebită s-a aplicat la barajul *Moiry*, unde rampele se ramifică din puţuri verticale care străbat rostul (fig. 3-49).

Conductele rampelor sînt metalice, avînd diametrul de 25 ... 45 mm. Diametrele mari permit o eventuală injectare punctuală cu pakerul şi o mai bună spălare după injectare. Rampele de diametre mici (25 mm) asigură circulaţia suspensiei cu viteze mari şi elimină astfel pericolul sedimentării cimentului şi blocării rampei. Rampele se montează în renuri lăsate de la betonare şi se fixează prin brăţări sau prin sudură.

Dispozitivele pentru eliminarea apei şi aerului din rost, denumite drenuri de aer, constau din goluri executate în planul rostului, care debuşează la paramentul aval. Ele se pot realiza sub forma unor renuri (fig. 3-50, *a*) sau a unor goluri de secţiune circulară, cofrate cu ajutorul unui furtun de cauciuc (fig. 3-50, *b*). Drenurile sînt dispuse de obicei la partea superioară a cîmpului de injectare (v. fig. 3-48). Datorită dificultăţilor care apar la executarea drenurilor, indiferent de tipul adoptat, în ultima vreme se preferă înlocuirea lor cu foraje orizontale, executate în planul rostului de pe paramentul aval sau din galerii [12].

35. Cimenturi pentru injectare

În privința cimenturilor există două recomandări, fiecare legată de o anumită practică de injectare:

— practica americană [12] recomandă folosirea cimenturilor de mare finețe, fără adaosuri și cu un timp mare de priză (reziduu de 0% pe sita cu 1600 ochiuri/cm² și maximum 2% pe sita cu 6 400 ochiuri/cm²); suspensia realizată pătrunde și în rosturile cu deschideri mici, submilimetrice;

— practica elvețiană și franceză [13] recomandă pauze de sedimentare a suspensiei în timpul injectării, și utilizează cimenturi de finețe normală; se asigură în acest fel umplerea mai rapidă a rostului cu pastă de ciment decît în cazul cimenturilor fine sau foarte fine.

În România, cu excepția primelor campanii de injectare de la barajul *Negovanu*, s-au utilizat cimenturi cu finețe normală.

36. Tehnologia de injectare

Injectarea se execută pe cîmpuri (etaje), începînd cu cele inferioare și terminînd cu cel de coronament. Injectarea unui cîmp cuprinde următoarele etape: — punerea sub presiune cu apă și verificarea etanșării rosturilor; — injectarea propriu-zisă; — spălarea instalațiilor pentru a face posibilă reinjectarea.

În practica americană [12] se efectuează injectarea simultană a tuturor rosturilor dintr-un cîmp (etaj). Rosturile care nu pot fi injectate sînt ținute sub presiune cu apă, urmărindu-se același regim al presiunilor ca și la rosturile în injectare. Spre exemplificare, în figura 3-51 sînt prezentate etapele de injectare a rosturilor de la barajul *Negovanu*, realizată pe baza acestor principii.

Presiunea maximă de injectare se limitează la 4 at. Pentru a menține rosturile deschise și a împiedica într-o oarecare măsură pierderile de suspensie prin etanșările orizontale, se recomandă ținerea sub presiune cu apă a cîmpului superior celui injectat. Injectarea cîmpului durează pînă cînd se realizează refuzul, adică o pierdere de circa 0,2 ... 1,0 l/5 minute și cîmp, la presiunea maximă de injectare.

Metoda americană, deși este costisitoare, datorită numărului mare de utilaje, instalații și lucrători necesari pentru injectarea simultană a unui cîmp, realizează o încărcare uniformă a barajului în timpul injectării și înlătură în mare măsură pericolul unor accidente datorate unor presiuni necontrolate. Normele respective impun totuși verificarea în situații excepționale, cum ar fi exercitarea unor presiuni inegale pe fețele rosturilor. Tensiunile rezultate din încovoierea laterală a ploturilor nu trebuie să depășească tensiunile admisibile. Un alt avantaj al injectării simultane este scurtarea considerabilă a timpului de execuție, asigurîndu-se astfel injectarea în perioadele optime.

Metoda europeană [13] pornește de la ideea folosirii unui volum restrîns de instalații, utilaje și lucrători. Se execută mai întîi o umplere de probă, cu apă, a tuturor rosturilor dintr-un cîmp. Dacă există o bună etanșare a cîmpului, se consideră apa incompresibilă și deci capabilă să realizeze transmiterea reacțiunilor de la rost la rost și conlucrarea întregului cîmp. Pe aceste considerente, se face apoi

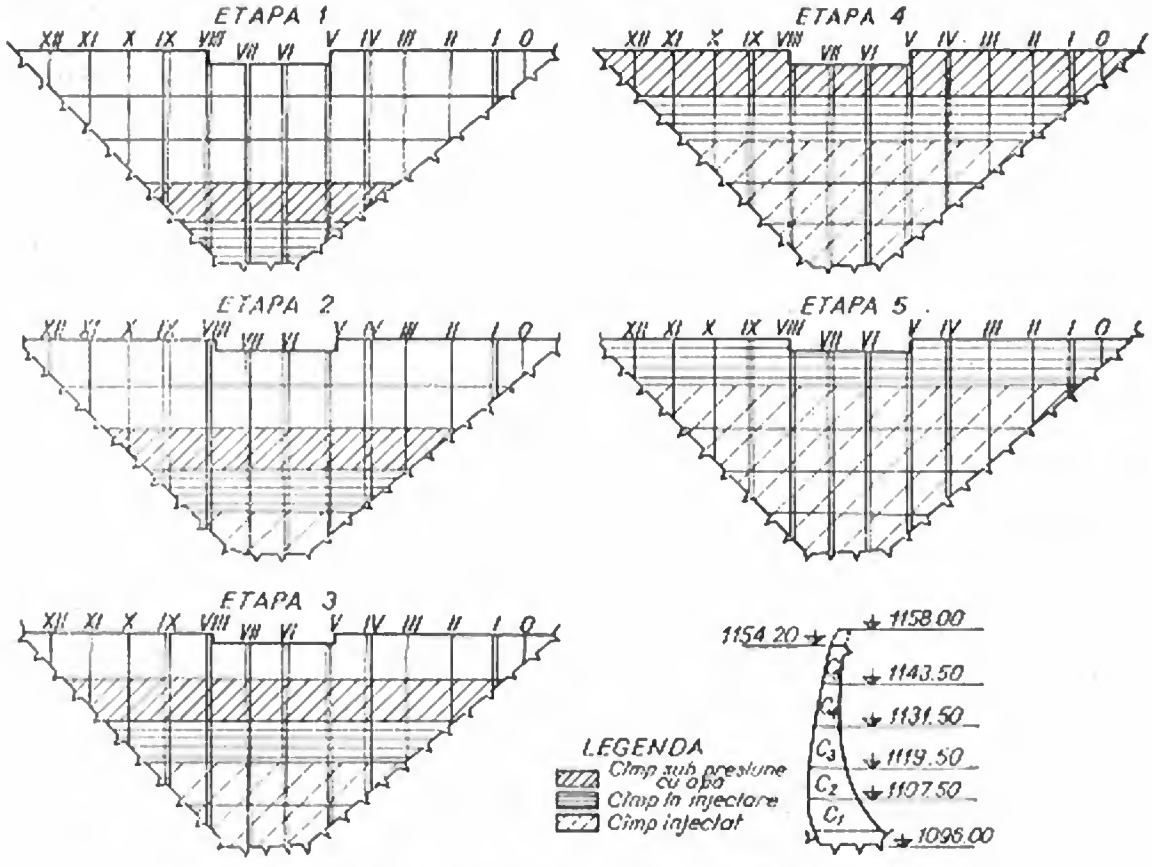


Fig. 3-51. Etapele de injectare a rosturilor la barajul Negovanu.

injectarea individuală a fiecărui rost, pornind de la cele centrale către cele marginale (fig. 3-52).

Injectarea propriu-zisă cuprinde de fapt două faze şi anume umplerea cu suspensie a rostului, operaţie executată cu pauze de 20 ... 30 min, pentru sedimentarea suspensiei şi apoi injectarea pînă la obţinerea refuzului. Suspensiile au următoarele trepte de consistenţă, exprimate prin raportul apă/ciment: 5/1, 3/1, 2/1, 1/1. Presiu-

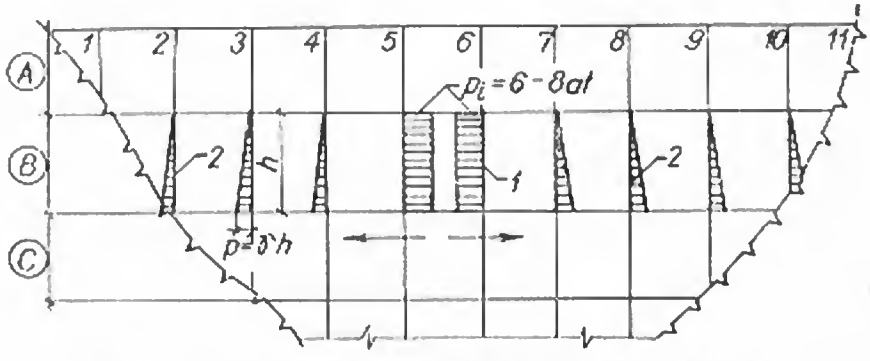


Fig. 3-52. Schema de injectare a unui baraj elveţian:
A — cimp neinjectat; *B* — cîmp în injectare; *C* — cîmp injectat; *1* — rost în injectare; *2* — rost umplut cu apă.

nile de injectare recomandate sînt de 4 ... 8 at. Cînd lacul se dă în exploatare înainte de injectarea întregii structuri, se determină prin calcul nivelul maxim admisibil la care deformata spre aval nu provoacă închiderea rosturilor neinjectate, împiedicînd injectarea.

În România s-au injectat simultan toate rosturile unui cîmp, cu ținerea sub presiune de apă a cîmpului superior. La începutul injectării s-a realizat umplerea cu pauze de sedimentare a rosturilor, prin rampe speciale de umplere. Presiunile de injectare nu au depășit 4 ... 5 at. Consumurile medii înregistrate, de 4 ... 5 kg/m² rost, sînt comparabile cu valorile înregistrate la lucrări similare.

§ 11. INSTALAȚII DE DRENAJ ȘI VIZITARE

37. Instalații de drenaj

După cum se cunoaște, în corpul unui baraj arcuit se toarnă betoane de calitate superioară, al căror dozaj de ciment se găsește rareori sub 250 kg/m³. Acest dozaj este necesar pentru obținerea unor rezistențe mecanice mai ridicate, pentru impermeabilitate și pentru buna comportare la îngheț-dezgheț. Chiar barajele de dimensiuni mari, la care o zonare a betoanelor este rațională, sînt prevăzute la paramente cu betoane cu dozaje de ciment mai ridicate. Dată fiind calitatea acestor betoane, infiltrarea apei reținute prin corpul barajului nu se poate produce decît în măsură neînsemnată. Eventuala presiune care ar putea acționa în porii betonului nu pune probleme ca în cazul barajelor de greutate. Ca urmare, majoritatea barajelor arcuite moderne nu se prevăd cu rețele de drenaj la paramentul amonte.

La barajele de greutate în arc, mai masive, cu zona interioară realizată din betoane mai slab dozate se pot prevedea rețele de drenaj, la o distanță de circa 2 m de la paramentul amonte, din tuburi poroase de 20 ... 30 cm diametru. În figura 3-53 se indică poziția tuburilor drenante în profilul barajului *Piere di Cadore*, situate la limita între cele două zone de beton.

38. Instalații de vizitare

Galeriile și puțurile de vizitare, care se prevăd mai frecvent la barajele arcuite masive, au aceleași funcțiuni ca și în cazul barajelor de greutate: supravegherea stării de fisurație, urmărirea și citirea aparatelor de măsură, supravegherea comportării rosturilor, colectarea și evacuarea apelor de infiltrație, execuția și întreținerea voalului de etanșare. La barajele arcuite mai subțiri, aceste goluri micșorează secțiunile active și, chiar dacă sînt armate pe contur, ele nu sînt recomandabile. Cînd condițiile geologice ale amplasamentului sînt mai puțin favorabile și necesită o întreținere atentă a voalului de etanșare se prevede doar galeria care urmărește conturul fundațiilor.

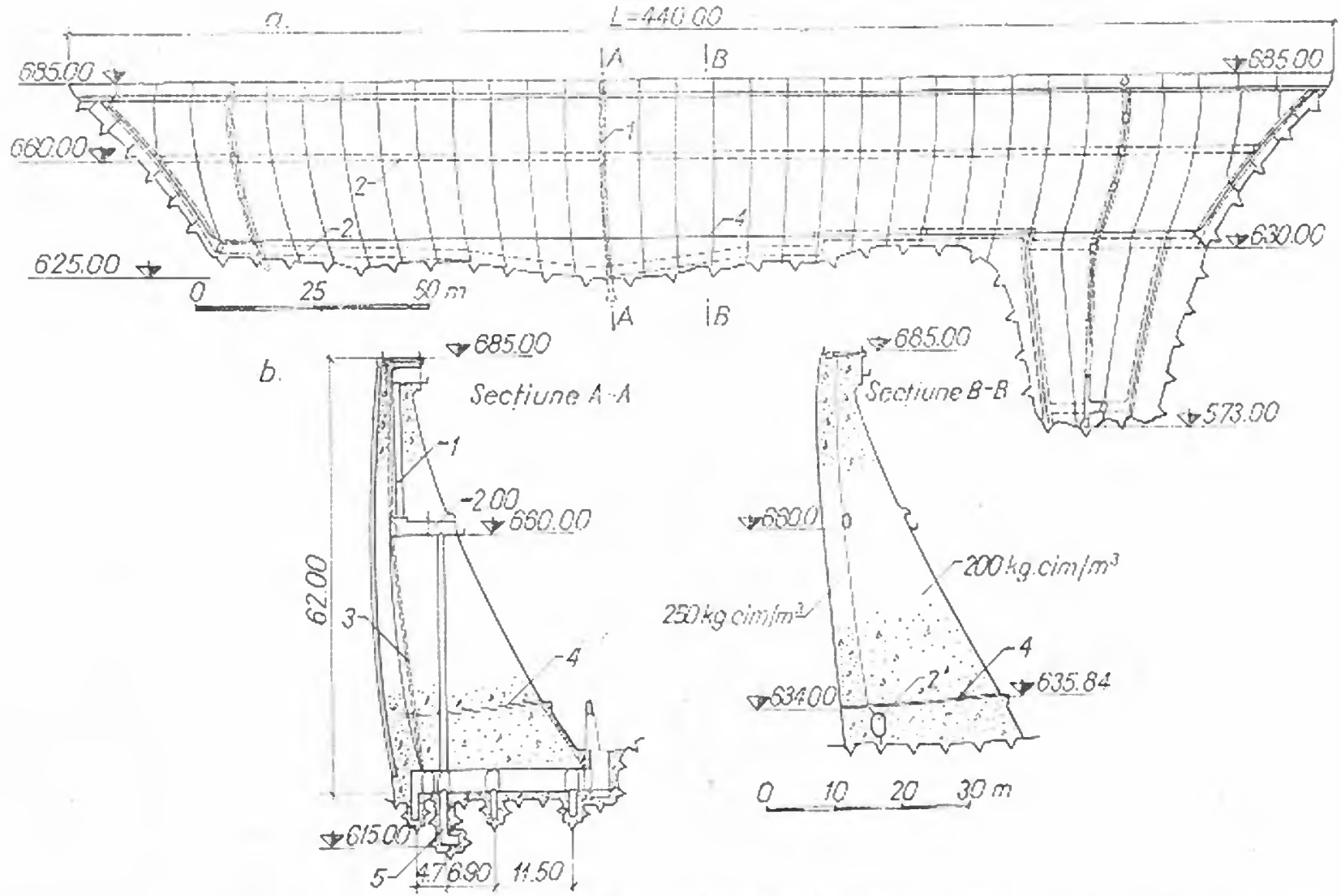


Fig. 3-53. Instalații de drenaj și vizitare în barajul Pieve di Cadore:

a — profil desfășurat prin axul de coronament; *b* — secțiuni caracteristice; *1* — puț de vizitare; *2* — galerie de vizitare; *3* — tub de drenaj; *4* — rost perimetral; *5* — puț pentru pendul.

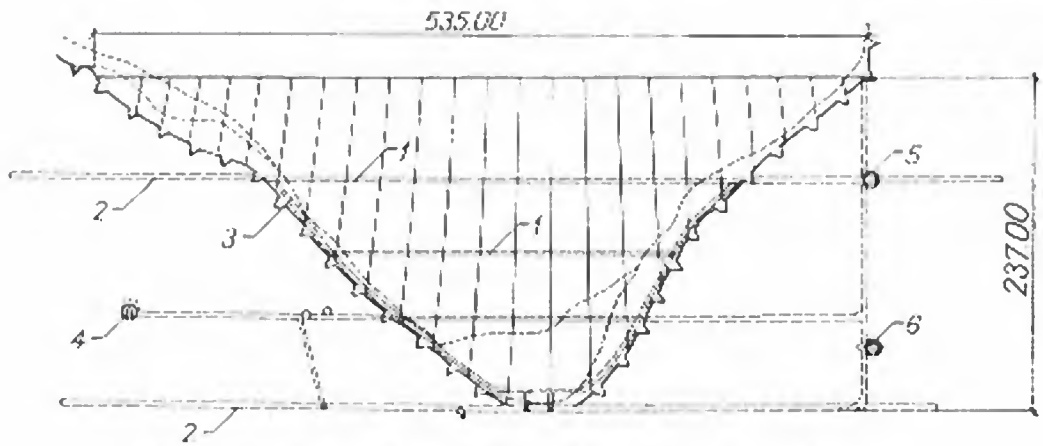


Fig. 3-54. Galerii de vizitare și injecții la barajul Mauvoisin:
1 — galerie de vizitare; *2* — galerie de injecții; *3* — galerie de drenaj; *4* — aducțiune; *5* — golire intermediară; *6* — golire de fund.

În figura 3-53 sînt indicate galeriile orizontale de vizitare, care în același timp evacuează apele colectate de rețeaua de drenaj a barajului *Pieve di Cadore*. În puțurile verticale sînt instalate pendulele, prin intermediul cărora se urmăresc deplasările orizontale ale secțiunilor caracteristice.

În figura 3-54 sînt schițate galeriile de vizitare ale barajului *Mauvoisin*, prelungite în versanți pentru execuția voalului și pentru accesul la galeriile de evacuare.

Pentru un baraj dat, schema instalațiilor de vizitare se alege comparînd avantajele și dezavantajele pe care acestea le comportă.

§ 12. EVOLUȚIA METODELOR DE CALCUL

Din punctul de vedere al modului în care s-au dezvoltat în timp metodele de calcul referitoare la barajele arcuite și la terenul lor de fundație, se deosebesc trei etape importante.

39. Etapa I

În evoluția metodelor de calcul, în prima etapă, care a început în jurul anului 1900, se considera că un baraj arcuit este constituit dintr-o serie de inele circulare suprapuse, care acționează independent unele de altele. Admițîndu-se ipoteza că aceste inele sînt subțiri și închise, ele se dimensionau prin formula cazanelor $\sigma = pr_e/t$, în care σ este efortul unitar mediu care acționează în secțiunea de grosime t; p — presiunea hidrostatică și r_e — raza exterioară a arcului. Pentru ca procedeul să fie acoperitor se introducea în calcul un efort de compresiune cu valoarea jumătate din efortul admisibil.

Mai tîrziu s-a observat că dacă un inel de cazan subțire se poate deforma cu ușurință sub acțiunea presiunii apei, arcele componente ale unui baraj real sînt încastrate în versanți și deci posibilitatea lor de a se deforma este mai restrînsă. Reacțiunile din încastrare au efecte importante, producînd, sub diverse sarcini, eforturi de tensiune destul de mari. În consecință, arcele s-au calculat ca rigid încastrate în versanți, după metodele elaborate de *Ruffieux* (1901), *Mörsch* (1908), *Ritter* (1913) și *Cain* (1921). În anul 1925 *F. Vogt* aduce o contribuție importantă acestor metode introducînd în calcul influența deformabilității rocii de fundație [14]. Inginerii americani de la *Bureau of Reclamation* au dezvoltat mai tîrziu această metodă, întabulînd formulele lui Vogt și elaborînd o metodologie practică de calcul [15]. În anul 1966 *Mladyenovitsch* dezvoltă teoria lui Vogt și completează formulele elaborate de acesta. Calculul arcelor de grosime variabilă supuse diferitelor solicitări este pus la punct și sistematizat de *Perkins* în anul 1952 și completat apoi prin contribuțiile unor autori străini și români [16].

În continuare, alți autori, sesizînd că la arcele groase ipoteza repartiției plane a eforturilor *(Navier—Bernoulli)* nu se mai realizează, au studiat secțoarele circulare folosind teoria elasticității. Printre aceștia se numără *M. Caquot* (1926), *R. Chambaud* (1926), *K. Hofacker* (1936) etc. și mai recent *R. Prișcu* și *M. Constantinescu* (1965).

40. Etapa a II-a

În etapa a doua de studiu a metodelor de calcul, etapă care începe practic cu o lucrare a lui *H. Ritter* din 1913, se recunoaște faptul că în realitate arcele componente nu acționează independent și că solicitările se transmit prin corpul barajului atît în planuri orizontale cît și în planuri verticale. A apărut astfel ideea de a considera structura constituită dintr-o rețea de grinzi: arcele orizontale, încastrate în versanți, și consolele verticale, încastrate la bază.

Dificultatea principală a acestei metode constă în determinarea modului în care se repartizează după aceste elemente presiunea hidrostatică și celelalte solicitări. Practic problema se poate rezolva prin două procedee.

Primul procedeu constă în a exprima deplasările arcelor și consolelor funcție de sarcinile necunoscute și a pune condiția ca aceste deplasări să fie identice în nodurile rețelei. Acest procedeu poartă denumirea de *metoda egalării deplasărilor*. Ea se poate aplica numai în secțiunea centrală (*S. Woogard* — 1904, *H. Ritter* — 1913), sau pe toată rețeaua (*A. Stucky* — 1922). Egalarea în secțiunea maestră a fost reluată și îmbunătățită de *R. Prișcu* și *M. Constantinescu* (1957) și apoi generalizată de *R. Prișcu* (1969) pentru cazul barajelor cu arce de grosime variabilă solicitate de presiunea hidrostatică și de variațiile de temperatură [17].

Al doilea procedeu constă în admiterea unor repartiții arbitrare a sarcinilor între arce și console și corectarea lor succesivă, pînă cînd deplasările din noduri devin practic identice. Această metodă denumită *metoda sarcinilor de probă (Trial Load Method)* a fost preconizată de *F. A. Noetzli* în 1921 și dezvoltată ulterior de inginerii americani [15].

41. Etapa a III-a

În etapa a treia, mai recentă, barajul arcuit se consideră a fi o placă curbă în spațiu, de grosime variabilă, rezemată elastic pe conturul de fundație. Formularea și în special rezolvarea ecuațiilor diferențiale care guvernează comportarea unei asemenea structuri este însă foarte dificilă, dificultățile fiind legate de forma văii barate și a suprafeței medii a barajului, de variația grosimilor și a razelor de curbură și de condițiile de rezemare.

O serie de autori au simplificat o parte din termenii cu pondere redusă din ecuațiile de bază și au idealizat condițiile la limită și forma de rezemare, reușind în felul acesta integrări analitice (*H. M. Westergaard* — 1928, *F. Tölke* — 1938, *J. Lombardi* — 1955).

Dezvoltarea metodei a fost facilitată în ultima vreme de introducerea calculatoarelor și perfecționarea metodelor de calcul numeric. În România, într-o succesiune de lucrări care încep în anul 1958, *R. Prișcu* și colaboratorii au adus o serie de contribuții la calculul barajelor arcuite plecînd de la ecuațiile diferențiale de echilibru și integrîndu-le prin metoda diferențelor finite. S-a rezolvat succesiv: problema unor baraje cu grosimea variabilă după verticală, solicitate de presiunea hidrostatică [18]; apoi problema unor structuri cu grosimea variabilă după verticală și orizontală, solicitate atît de presiunea hidrostatică cît și de variațiile de temperatură [17]; s-au extins ecuațiile deduse anterior, ținîndu-se seama, de deformațiile structurii după cele trei direcții din spațiu, [19], și , mai recent, de curbura după verticală pentru barajele concepute în acest fel [20].

O a doua cale, inițiată de *O. C. Zienkievicz* și *R. Clough* (1965), se bazează pe metoda elementelor finite, discretizînd structura într-o serie de mici elemente plane, asamblate în punctele nodale și determinînd starea de deplasări și eforturi prin scrierea ecuațiilor de echilibru și de compatibilitate a deformațiilor. Metoda este în curs de perfecționare, pentru adaptarea la baraje arcuite cu curburi accentuate pe cele două direcții.

§ 13. FORȚELE CARE ACȚIONEAZĂ ASUPRA BARAJELOR ARCUITE

42. Generalități

Solicitările exterioare și interioare care acționează asupra unui baraj arcuit sînt în general identice cu cele indicate pentru barajele de greutate. În cazul barajelor arcuite însă, unele dintre acestea joacă un rol secundar, iar altele, au efecte hotărîtoare asupra comportării statice.

43. Greutatea proprie

Greutatea proprie joacă un rol important în comportarea barajelor arcuite, în special în cazul barajelor de greutate în arc. Starea de efort generată în structură de greutatea proprie echilibrează tensiunile provocate de presiunea hidrostatică și de celelalte sarcini.

Cînd barajul se construieşte din ploturi independente, separate prin rosturi lărgite care se betonează ulterior, există timp suficient pentru producerea deformaţiilor sub efectul greutăţii proprii numai după verticală. Eforturile corespunzătoare se determină considerînd că greutatea proprie se atribuie exclusiv consolelor. La fel se poate proceda şi în cazul barajelor cilindrice sau foarte apropiate de o formă cilindrică, unde contracţia după turnare face ca rosturile verticale dintre ploturi să fie deschise în marea majoritate a cazurilor.

Dacă programul de execuţie prevede injectarea unora dintre cîmpurile inferioare în timpul betonării, zona injectată capătă caracter de monolit. Greutatea proprie a părţii de baraj betonată ulterior injectării este preluată în zona injectată atît de console cît şi de arce. Acest fenomen nu trebuie neglijat în calcul [21].

Multe dintre barajele arcuite moderne au o formă plonjantă spre aval, pe toată înălţimea sau de la un anumit nivel, urmărind să utilizeze efectul greutăţii apei din amonte şi să asigure un atac convenabil al versanţilor. Tendinţa de deformaţie spre aval face ca rosturile verticale să nu mai fie deschise în timpul execuţiei, compensînd contracţia. Pe de altă parte, multe baraje nu se mai realizează cu rosturi plane radiale, rosturile fiind rotite, cu redane, sau elicoidale, în care caz ploturile nu mai acţionează independent pînă la injectare. Repartiţia greutăţii proprii este în aceste cazuri mult diferită de cea rezultată în ipoteza ploturilor independente, aportul elementelor orizontale în preluarea ei avînd un rol tot atît de însemnat [22].

În sfîrşit, modul de preluare a greutăţii proprii, chiar în cazul barajelor plonjante spre aval, este diferit în cazul văilor înguste faţă de cazul văilor largi. La primele, cea mai mare parte a greutăţii proprii este transmisă la versanţi, pe cînd la celelalte, greutatea se transmite aproape integral în zona albiei.

44. Presiunea hidrostatică

Presiunea apei este forţa principală care acţionează asupra unui baraj arcuit. Ea acţionează normal pe paramentul amonte, după principiile cunoscute din hidrostatică. Cînd există nivel de apă în aval, se consideră şi efectul acestuia, fiind în general favorabil. În cazul unei curburi verticale mai accentuate, presiunea hidrostatică are componente orizontale şi verticale atît în amonte cît şi în aval (fig. 3-55).

Considerînd numai componenta orizontală şi admiţînd împărţirea barajului în arce şi console, diagrama de presiune este alcătuită din două părţi: o parte care revine consolei fictive şi o altă parte care revine arcelor componente situate la diverse cote (fig. 3-56). Din cauza rigidităţii lor, arcele superioare se supraîncarcă, uşurînd consolele. Ele joacă rolul unui reazem elastic şi, din această cauză, consolele se deformează deasupra punctului N ca şi cînd ar fi împinse dinspre aval spre amonte. Faţă de coronament,

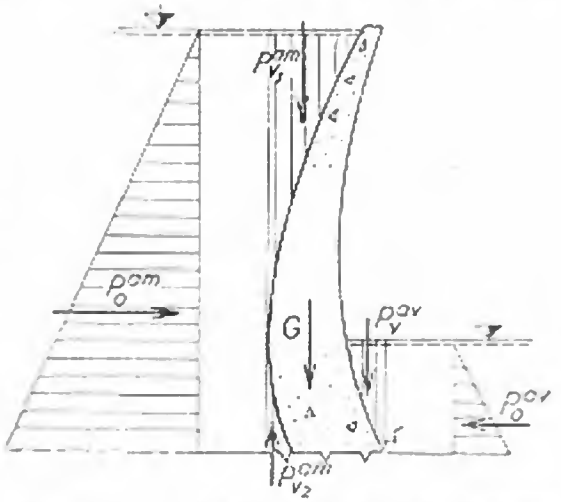


Fig. 3-55. Solicitări din presiunea hidrostatică şi greutatea proprie.

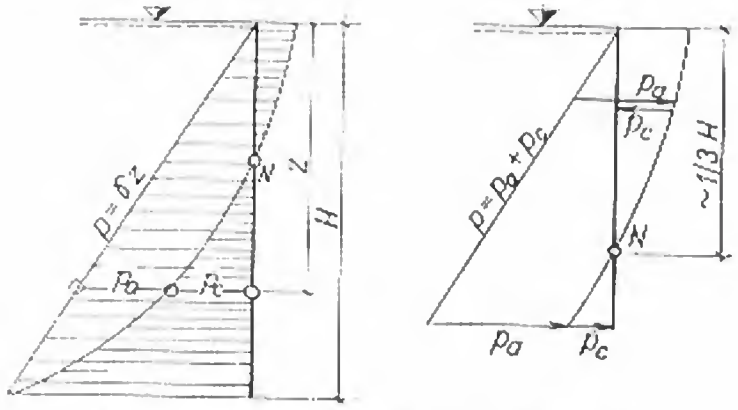


Fig. 3-56. Repartiția presiunii hidrostatice.

punctul *N* se găsește în mod obișnuit la o adîncime egală cu aproximativ a treia parte din înălțimea barajului.

Dacă se ia în considerație comportarea de ansamblu a structurii, ținînd seama de interacțiunea completă dintre arce și console, presiunea hidrostatică este preluată atît de arce și console cît și prin torsiune. În figura 3-57 este prezentată repartiția presiunii hidrostatice în diverse secțiuni ale barajului *Negovanu*, determinată prin integrarea numerică a ecuațiilor diferențiale ale plăcilor curbe [18]. Este de remarcat încărcarea preponderentă a arcelor pe toată suprafața barajului și efectul torsiunii, foarte accentuat pe conturul barajului.

În cazul barajelor cu curbură verticală pronunțată nu trebuie neglijată nici componenta verticală a presiunii hidrostatice. Ea se repartizează la rîndul ei arcelor și consolelor, partea principală fiind însă preluată de console.

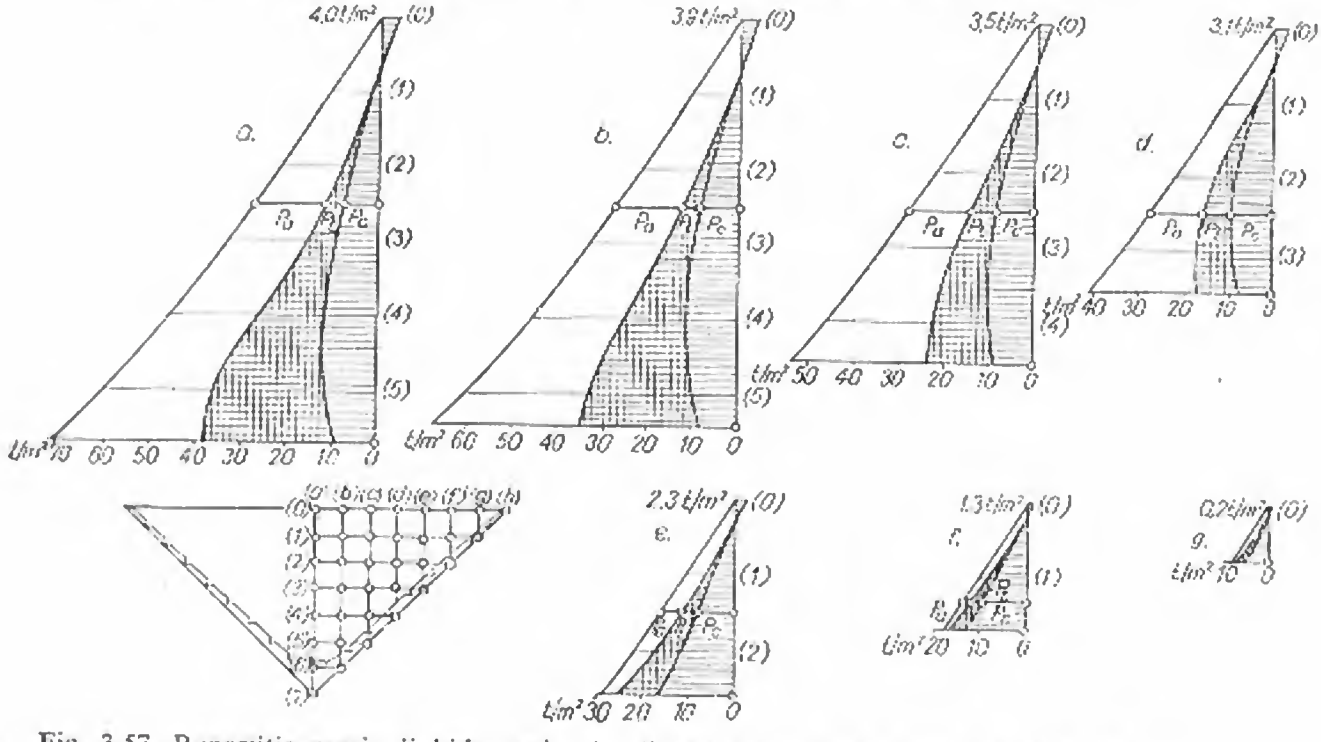


Fig. 3-57. Repartiția presiunii hidrostatice în diverse secțiuni ale barajului Negovanu.

45. Subpresiunea

Subpresiunea şi presiunea în pori, create de apele care se infiltrează prin suprafaţa de fundaţie, respectiv prin corpul barajului, au fost examinate şi evaluate în capitolul referitor la barajele de greutate. Pentru barajele arcuite, aceste solicitări nu au aceeaşi importanţă, ele fiind preluate de o structură care acţionează în spaţiu şi nu numai în planuri verticale. În mod obişnuit, subpresiunea nu se ia în considerare la calculul unui baraj arcuit.

46. Împingerea gheţii

Împingerea gheţii, a cărei evaluare este cunoscută de asemenea, nu se ia în considerare decît în cazuri cu totul speciale.

47. Variaţiile de temperatură

Variaţiile de temperatură ale mediului exterior au efecte importante asupra barajelor arcuite, provocînd eforturi suplimentare de compresiune şi tensiune. Starea de efort care se produce este o consecinţă a faptului că un baraj arcuit este o structură hiperstatică, cu multiple legături, la care nu sînt posibile deformaţii libere. Dimensiunile transversale fiind reduse, variaţiile de temperatură ale mediilor exterioare se propagă în baraj, producînd variaţii de temperatură ale betonului. Barajul este cu atît mai sensibil la solicitări termice cu cît dimensiunile lui sînt mai reduse.

Prin betonarea şi injectarea cu suspensie de ciment a rosturilor dintre ploturi barajul devine o structură monolită, iar, corespunzător momentului injectării, betoanele au o anumită temperatură — temperatura de injectare. Cînd temperatura mediului exterior variază în funcţie de factorii climatici, va varia cu o anumită întîrziere şi temperatura betonului faţă de temperatura de închidere a rosturilor. Corpul barajului, fiind împiedicat să se deformeze, este pus în stare de efort. Deoarece variaţiile zilnice de temperatură nu se propagă decît pe o adîncime de circa 30 cm de la paramente, în calculele statice nu se iau în considerare decît variaţiile lunare, care se propagă pe adîncimi de ordinul metrilor.

Problema determinării solicitărilor termice de calcul comportă două faze principale: cunoaşterea şi definirea cît mai exactă a variaţiilor de temperatură ale mediilor exterioare şi calculul distribuţiei temperaturilor provocate în corpul barajului, determinînd situaţiile cele mai defavorabile pentru structură.

Temperatura aerului are o variaţie cosinusoidală în jurul unei valori medii anuale, pusă în evidenţă de înregistrări meteorologice sistematice:

$$\theta_a = \bar{\theta}_a + A_a \cos \frac{2\pi t}{T}, \tag{13}$$

unde: θ_a — temperatura din aer la momentul t;
$\bar{\theta}_a$ — temperatura medie anuală a aerului;
A_a — amplitudinea oscilaţiilor din aer;
T — perioada unei oscilaţii anuale (8 760 ore).

Conform datelor din Anuarul Meteorologic, în regiunile din țară care interesează pentru construcția de baraje, se pot aprecia valorile $\bar{\theta}_a = (5 \dots 10)^\circ C$ și $A_a = (12 \dots 15)^\circ C$. La elaborarea unui proiect de baraj mai important aceste date se precizează printr-un studiu special asupra regimului termic din amplasament.

Analizînd variațiile temperaturilor medii lunare ale apei din lac în funcție de adîncime pentru o serie de baraje din România și din străinătate [17], se constată că la diverse adîncimi sub nivelul apei variațiile anuale ale temperaturilor pot fi înlocuite cu suficientă exactitate cu variații cosinusoidale. Față de variația temperaturii din aer apar diferențe de fază, cu atît mai pronunțate cu cît adîncimea este mai mare:

$$\theta_t = \bar{\theta}_t + A_t \cos\left|\frac{2\pi t}{T} - \beta\right|, \tag{14}$$

unde: θ_t — temperatura din lac, la timpul t;
$\bar{\theta}_t$ — temperatura medie anuală a apei din lac;
A_t — amplitudinea oscilațiilor din lac;
T — perioada unei oscilații anuale ($T = 8\,760$ ore);
$\beta = 2\pi \frac{D_f}{T}$ — defazajul (radiani), în care D_f se introduce în aceleași unități ca și T.

Pentru lacuri cu adîncimea mai mare de 20 m, elementele caracteristice ale variațiilor de temperatură se pot defini analitic, la o cotă z sub nivelul apei, după cum urmează [17]:

— *Temperatura medie* $\bar{\theta}_t$ (fig. 3-58, *a*):

$$\bar{\theta}_t = 4{,}50 - (k\bar{\theta}_a - 4{,}50)\left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 \tag{15}$$

cu domeniul: $20 \text{ m} \leqslant H \leqslant 60 \text{ m}$;

$5 \text{ m} \leqslant z \leqslant H$.

Coeficientul k poate fi luat egal cu 1,60, cînd adîncimea lacului este mai mare de 60 m; de la această adîncime în jos temperatura apei este constantă și egală cu 4,5°C.

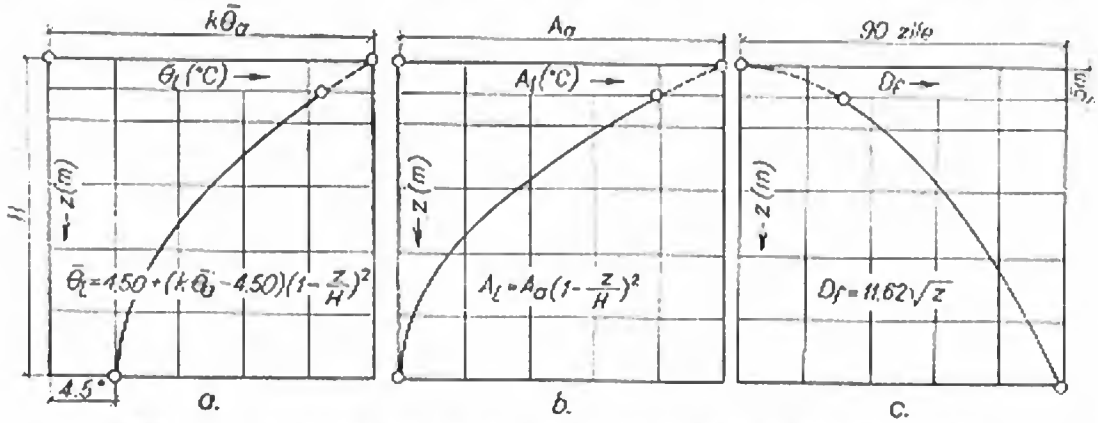


Fig. 3-58. Definirea oscilațiilor de temperatură a apei dintr-un lac:
a — temperatura medie anuală; *b* — amplitudinea; *c* — defazajul.

— *Amplitudinea* A_l (fig. 3-58, *b*):

$$A_l = A_a \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 \tag{16}$$

cu domeniul: $20 \text{ m} \leqslant H \leqslant 60 \text{ m}$;

$5 \text{ m} \leqslant z \leqslant H$.

Sub adîncimea de 60 m amplitudinea este nulă.

Defazajul D_f, în zile, al oscilaţiilor de temperatură din lac faţă de cele din aer (fig. 3-58, *c*):

$$D_f = 11{,}62 \sqrt{z}. \tag{17}$$

Sub adîncimea de 60 m relaţia nu mai este valabilă.

48. Temperaturi de calcul

Din cele arătate rezultă că o secţiune considerată în baraj (fig. 3-59) este solicitată la cele două paramente de variaţii de temperatură lunare cosinusoidale, avînd parametrii definiţi mai înainte. În cazul unui perete de beton de grosime L, de lungime şi de înălţime foarte mari în raport cu aceasta, variaţia în timp a temperaturii θ într-un punct de abscisă x (fig. 3-60) este dată de ecuaţia conducţiei dedusă de *Fourier*:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = a \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \tag{18}$$

în care: θ — temperatura la momentul t, în ore şi la abscisa x;
x — coordonata curentă, în m;
a — coeficientul de difuzibilitate al betonului, în m^2/h.

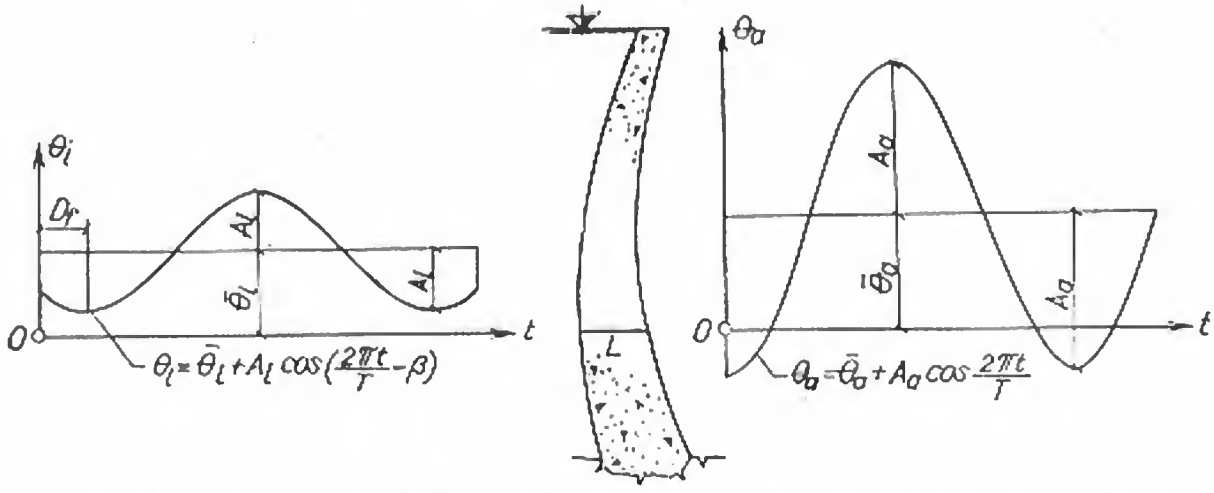


Fig. 3-59. Secţiunea unui baraj supus variaţiilor cosinusoidale de temperatură din aer şi din lac.

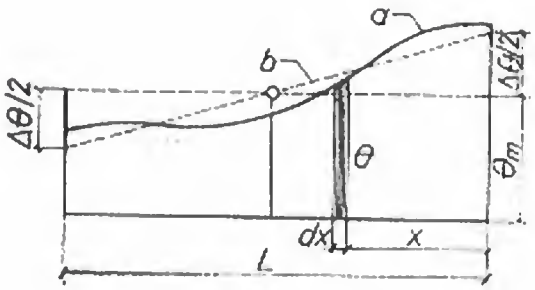


Fig. 3-60. Repartiția temperaturilor într-o secțiune de grosime L:
a — reală; b — liniar echivalentă.

Ținînd seama de condițiile la limită (13) și (14) soluția ecuației (18), dezvoltată în continuare de *R. Prișcu* [17], este:

$$\theta(x, t) = f_1(x)\cos\frac{2\pi t}{T} + \varphi_1(x)\sin\frac{2\pi t}{T} + f_2(x)\cos\frac{2\pi t}{T} +$$

$$+ \varphi_2(x)\sin\frac{2\pi t}{T} + K_2 x + K_1. \qquad (19)$$

Cu ajutorul relației (19) se poate determina repartiția temperaturilor în orice secțiune de grosime L, la un timp t ales arbitrar. Pentru ușurința calculelor statice, diagrama reală de repartiție a lui θ, de o formă oarecare, poate fi înlocuită cu o diagramă echivalentă liniară (fig. 3-60). Pentru ca efectele celor două moduri de repartiție asupra deformației unui arc, să fie identice, este necesar ca cele două diagrame să aibă aceeași suprafață și aceeași poziție a centrului de greutate față de axul secțiunii.

Diagrama liniară, admisă în mod curent în calculele statice, este constituită din o temperatură medie θ_m, uniform repartizată pe grosimea L și o diferență de temperatură $\Delta\theta$ între extremitățile amonte și aval, polar simetrică în raport cu centrul secțiunii.

Temperatura medie corespunzătoare unui timp oarecare t se obține din condiția de egalitate a suprafețelor celor două diagrame. Valoarea de calcul a lui θ_m se stabilește determinînd timpul t_m la care θ_m devine maxim. Expresia corespunzătoare este:

$$\theta_m = \pm\frac{\sqrt{A_a^2 + A_t^2 + 2A_aA_t\cos\beta}}{2\mu L}\sqrt{2\frac{\operatorname{ch}\mu L - \cos\mu L}{\operatorname{ch}\mu L + \cos\mu L}} + \frac{\bar\theta_a + \bar\theta_t}{2} \qquad (20)$$

unde: $\mu = \sqrt{\dfrac{\pi}{aT}}$ (m^{-1}).

Notînd:

$$C_m = \frac{1}{\mu L}\sqrt{2\frac{\operatorname{ch}\mu L - \cos\mu L}{\operatorname{ch}\mu L + \cos\mu L}},$$

expresia lui θ_m devine:

$$\theta_m = \pm\frac{1}{2}C_m\sqrt{A_a^2 + A_t^2 + 2A_aA_t\cos\beta} + \frac{\bar\theta_a + \bar\theta_t}{2}. \qquad (20')$$

În cazul cînd nu se ţine seama de defazaj ($\beta = 0$) expresia are forma simplificată:

$$\theta_m = \pm \frac{A_a + A_l}{2} C_m + \frac{\bar{\theta}_a + \bar{\theta}_l}{2}. \tag{21}$$

În formulele (20) şi (21) semnul plus corespunde unei perioade calde, de ridicare a temperaturilor peste temperatura medie, iar semnul minus corespunde unei perioade reci, de coborîre a temperaturilor sub cea medie. Lacul poate fi plin ($A_a \neq A_l$) sau gol ($A_a = A_l$). Amplitudinile se introduc în calcul cu valorile lor absolute. Pentru calculele practice, coeficientul de reducere C_m se poate determina pe baza diagramei din figura 3-61 în funcţie de valoarea (a) a coeficientului de difuzibilitate.

Diferenţa de temperatură dintre feţele amonte şi aval se determină din condiţia de egalitate a momentelor statice ale diagramei reale, respectiv ale celei de calcul. Valoarea de calcul $\Delta\theta$ este cea care corespunde timpului t_m, la care temperatura medie θ_m este maximă. Dacă nu se ţine seama de defazaj şi se notează:

$$C_\Delta = \frac{6}{\mu L} \frac{\operatorname{sh} \mu L - \sin \mu L}{\sqrt{2(\operatorname{ch}^2 \mu L - \cos^2 \mu L)}} \left(\frac{\operatorname{sh} \mu L - \sin \mu L}{\operatorname{ch} \mu L - \cos \mu L} - \frac{1}{\mu L} \right),$$

rezultă:

$$\Delta\theta = \pm (A_a - A_l) C_\Delta + \bar{\theta}_a - \bar{\theta}_l. \tag{22}$$

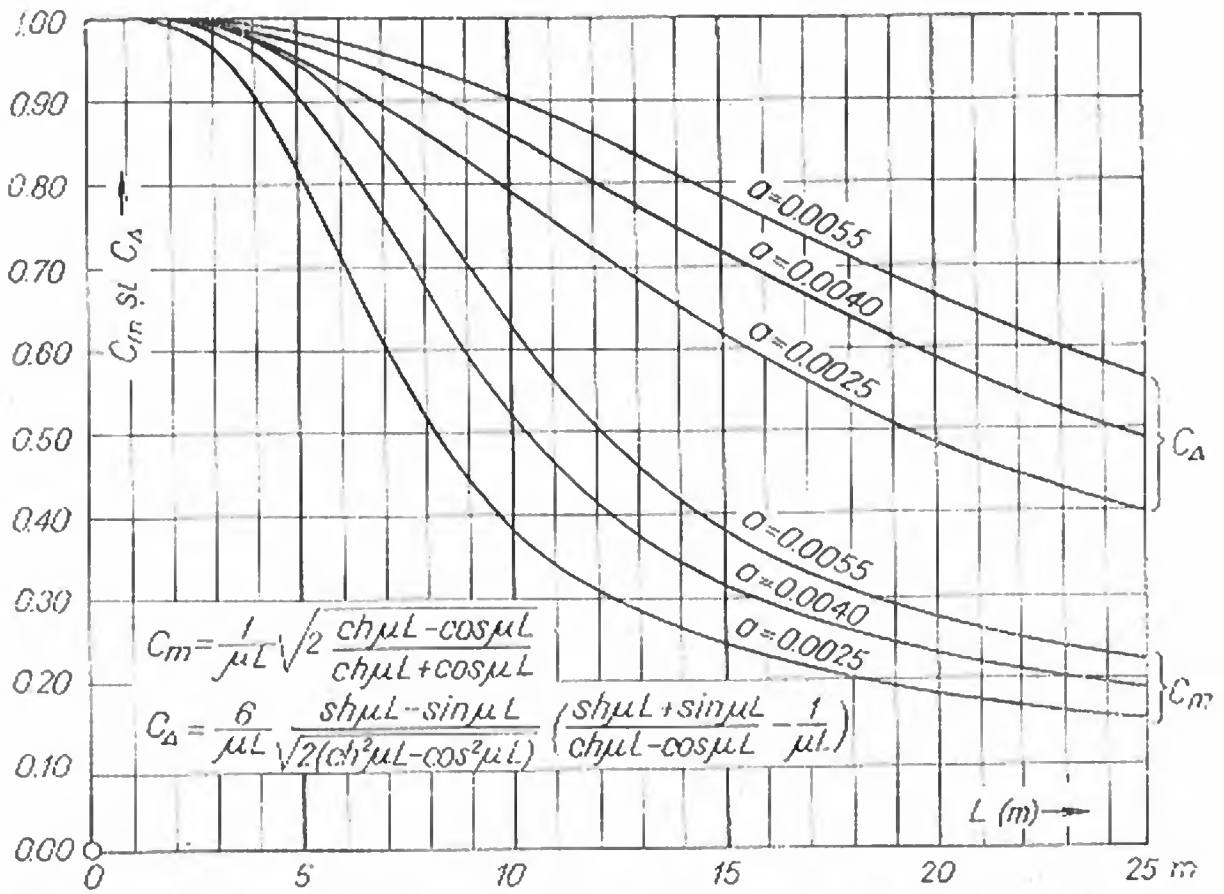


Fig. 3-61. Coeficienţii de reducere C_m şi C_Δ, pentru diverse valori ale coeficientului de difuzibilitate a.

În formula (22) semnul plus corespunde unei perioade calde, în care paramentul amonte este mai rece decît cel aval, iar semnul minus unei perioade reci, în care paramentul amonte este mai cald decît cel aval. Pentru ca $\Delta\theta$ să existe este necesar ca lacul să fie plin ($A_u \neq A_l$). Pentru calcule practice coeficientul de reducere C_A se poate determina pe baza diagramei din figura 3-61.

Temperaturile de calcul se determină în modul următor:

— temperatura medie T este egală cu diferența dintre valoarea temperaturii medii a betonului θ_m și temperatura de injectare a rosturilor θ_i:

$$T = \theta_m - \theta_i; \tag{23}$$

— diferența de temperatură ΔT este egală cu diferența de temperatură $\Delta\theta$ între fața amonte și cea aval:

$$\Delta T = \Delta\theta. \tag{24}$$

De reținut că valorile calculate ținînd seama de defazaj sînt mai reduse decît cele calculate neglijînd acest fenomen. Rezultă că un calcul termic mai exact conduce la eforturi mai mici, dînd posibilitatea încărcării structurii în mai mare măsură cu alte solicitări [17].

49. Pesimizarea temperaturilor de calcul

Într-o lucrare mai recentă [23] se evidențiază faptul că ipotezele clasice de încărcare termică — lac plin și lac gol — nu conduc către situația cea mai dezavantajoasă pentru comportarea barajului. Efectuînd, cu ajutorul unui calculator electronic, operații de „pesimizare" a încărcărilor din punctul de vedere al temperaturilor de calcul, se evidențiază ca defavorabile o anumită temperatură de închidere a rosturilor și un anumit nivel în lac, care diferă de cel maxim sau minim, admis în calcule în mod convențional.

50. Contracția și umflarea betonului

Contracția și umflarea betonului sînt două fenomene cu efecte contrare: primul, creat de răcirea în timp a volumelor turnate, provoacă eforturi de tensiune; al doilea, creat de expansiunea betonului îmbibat cu apă, provoacă eforturi de compresiune. În calculele statice cele două fenomene se asimilează cu o scădere uniformă de temperatură, respectiv cu o creștere uniformă de temperatură.

Cînd barajul se construiește fără rosturi care să atenueze efectele contracției, scăderea echivalentă de temperatură se ia în mod convențional de (3 ... 5)°C. Efectele umflării fiind favorabile, ele nu se iau în considerare, rămînînd ca o rezervă de rezistență a barajului.

51. Cutremurul

Cutremurul are efecte importante asupra barajelor arcuite, cu deosebire în partea lor superioară. Încărcările respective provin din inerţia masei proprii şi din inerţia masei de apă reţinute. Calculul se poate face static, evaluînd forţele de inerţie corespunzătoare masei betonului şi presiunea suplimentară a apei (după cum se arată mai departe), sau dinamic, ţinînd seama de:

— vibraţiile structurii barajului după forme proprii de vibrare;

— oscilaţiile masei lichidului în jurul poziţiei de echilibru;

— undele de compresiune tranzitorii provocate în masa lichidă de deplasările barajului;

— vibraţiile şi deplasările neuniforme ale terenului de fundaţie şi ale versanţilor.

§ 14. CALCULUL ARCELOR CIRCULARE DE GROSIME CONSTANTĂ

52. Ipoteza de bază

Ipoteza de calcul conform căreia un baraj arcuit se consideră constituit dintr-o serie de arce orizontale suprapuse, care acţionează independent unele de altele, a fost admisă în faza de început în multe ţări. Este de remarcat că această ipoteză este aproximativă şi că ea ar corespunde numai unui baraj de tipul celui din figura 3-62, alcătuit din arce separate prin rosturi permanente.

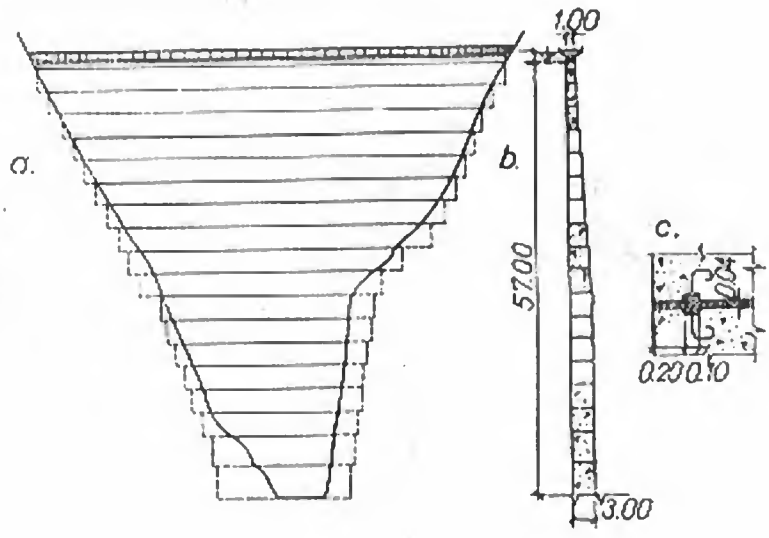


Fig. 3-62. Baraj arcuit compus din arce independente:
a — profil desfăşurat prin axul de coronament; *b* — secţiune maestră; *c* — detaliu de rost.

53. Determinarea necunoscutelor static nedeterminate

Un arc circular subțire (cu raportul între raza de curbură și grosime mai mare ca 10), de grosime constantă, rigid încastrat la nașteri, se consideră triplu static nedeterminat [24]. Pentru eliminarea nedeterminării se secționează arcul într-un punct oarecare, cu cele două secțiuni rezultate legate rigid, prin intermediul unor brațe fictive de centrul de greutate elastic (fig. 3—63). În acest centru se introduc ca elemente de legătură: componenta orizontală H_e și verticală V_e a reacțiunii static nedeterminate și momentul static nedeterminat M_e. Momentul și forța normală care acționează asupra unei secțiuni oarecare, de coordonate x, y, vor fi:

$$M = M_0 - H_e y - V_e x + M_e, \tag{25}$$

$$N = N_0 + H_e \cos \varphi + V_e \sin \varphi, \tag{26}$$

în care M_0 și N_0 sînt solicitările care acționează în sistemul static determinat care a rezultat prin secționarea arcului.

Scriind expresia lucrului mecanic de deformare, datorit momentului încovoietor și forței normale:

$$L = \frac{1}{2}\int \frac{M^2}{EI}\,ds + \frac{1}{2}\int \frac{N^2}{Et}\,ds \tag{27}$$

și punînd condițiile ca deplasările după orizontală, verticală și respectiv rotația celor două secțiuni să fie nule:

$$\frac{\partial L}{\partial H_e} = 0; \quad \frac{\partial L}{\partial V_e} = 0; \quad \frac{\partial L}{\partial M_e} = 0; \tag{28}$$

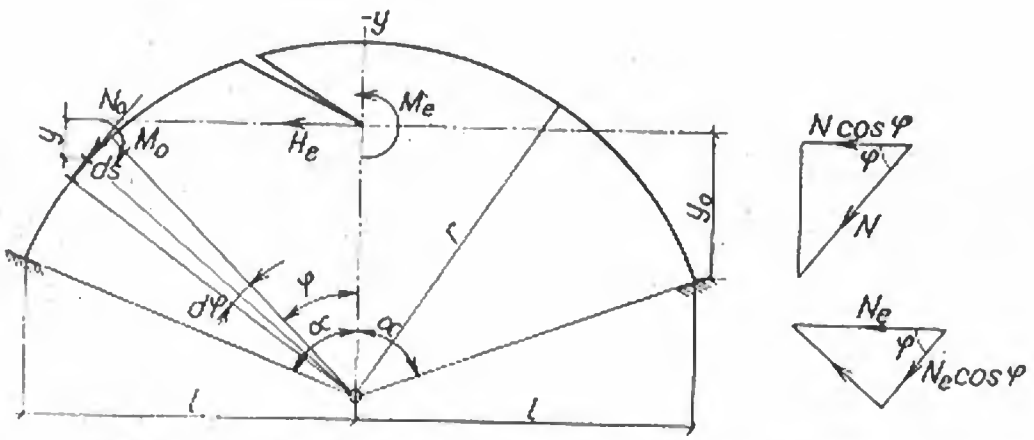


Fig. 3-63. Schemă de calcul pentru un arc dublu încastrat.

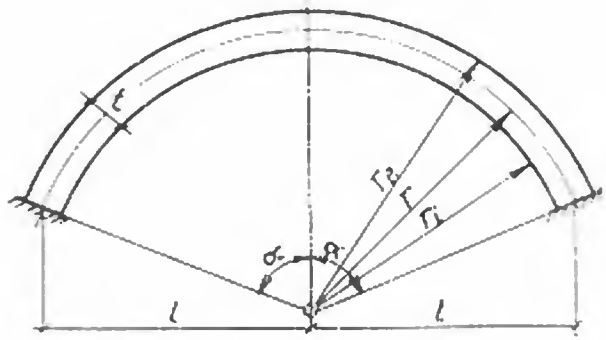


Fig. 3-64. Notaţii pentru calcul.

se obţin expresiile necunoscutelor static nedeterminate:

$$H_e = -\frac{\frac{t}{I}\int M_0 y\,ds + \int N_0 \cos\varphi\,ds}{\frac{t}{I}\int y^2\,ds + \int \cos^2\varphi\,ds}; \tag{29}$$

$$V_e = \frac{\frac{t}{I}\int M_0 x\,ds - \int N_0 \sin\varphi\,ds}{\frac{t}{I}\int x^2\,ds + \int \sin^2\varphi\,ds}; \tag{30}$$

$$M_e = -\frac{\int M_0\,ds}{\int ds}; \tag{31}$$

în care t reprezintă grosimea arcului, iar I momentul său de inerţie.

Se remarcă că numitorii necunoscutelor static nedeterminate sînt funcţie numai de elementele geometrice ale arcului. Cu notaţiile din figura 3-64, cunoscînd că ordonata centrului elastic faţă de linia naşterilor este:

$$y_0 = l\left(\frac{1}{\alpha} - \operatorname{ctg}\alpha\right), \tag{32}$$

se pot explicita integralele din expresiile (29), (30) şi (31).

54. Eforturi provocate de presiunea uniformă a apei

Pentru sarcina radială, uniform distribuită la extrados, se determină expresia momentului încovoietor şi a forţei normale care acţionează asupra unei secţiuni oarecare a arcului şi apoi eforturile corespunzătoare.

Parcurgînd aceste etape, neglijînd însă efectul forţei tăietoare, *N. Kelen* [24] exprimă eforturile din secţiunea de la naştere sub forma:

$$\sigma_{a,n} = \sigma'_a p. \tag{33}$$

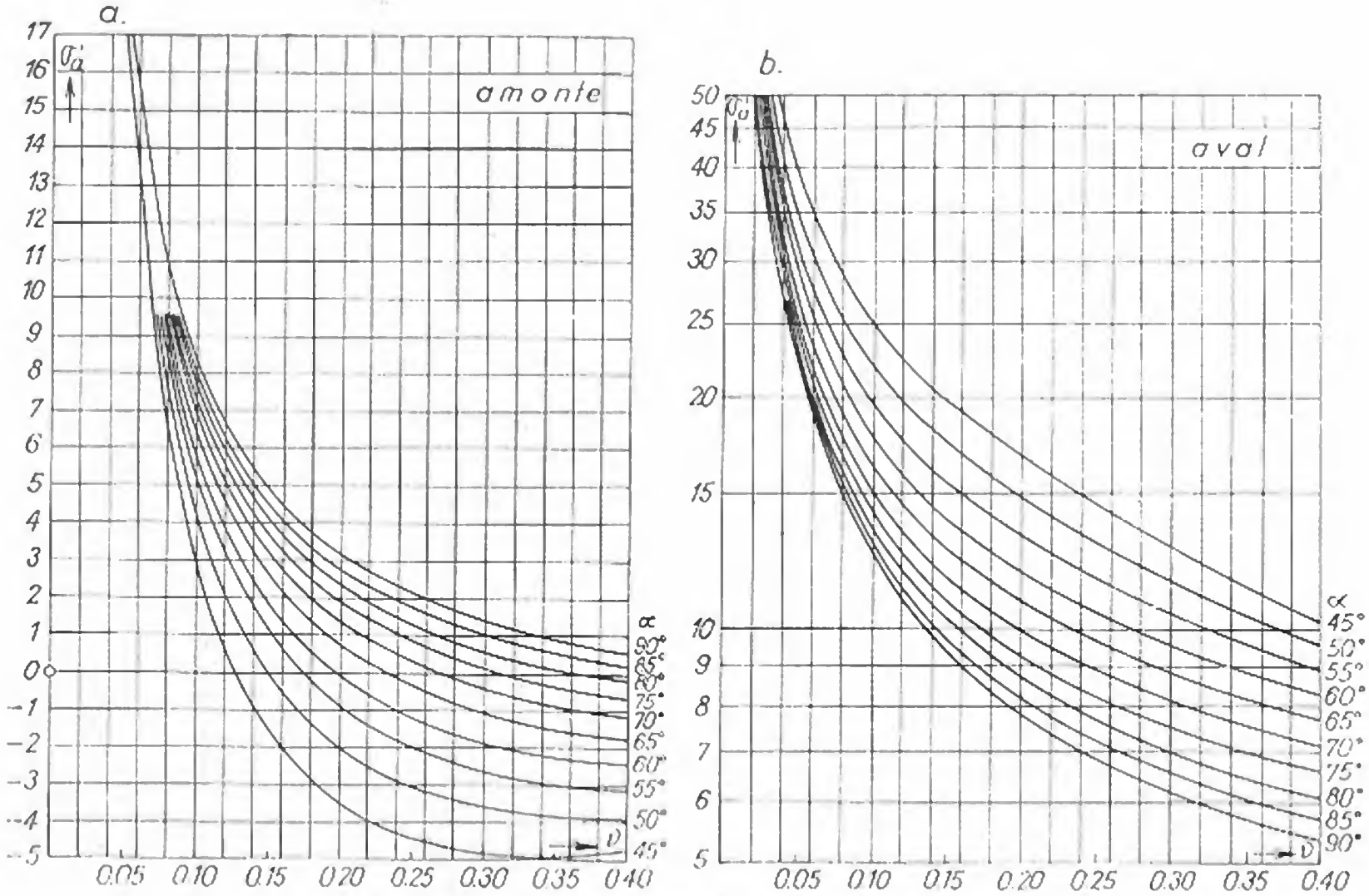


Fig. 3-65. Eforturi specifice la naşteri din presiunea hidrostatică:
a — amonte; *b* — aval.

Se constată că eforturile care acționează la extremitățile amonte și aval rezultă înmulțind presiunea hidrostatică p cu un efort specific σ'_a. Acest efort specific fiind funcție numai de grosimea relativă a arcului $v = \frac{t}{l}$ și de semiunghiul la centru α, a fost calculat pentru diverse perechi de valori ale parametrilor și este prezentat în figura 3-65.

Analizînd expresia lui $\sigma_{a,\,a}$ (33) și aspectul diagramelor σ'_a, se constată următoarele:

— eforturile nu sînt funcție de deschiderea arcului, ci numai de grosimea relativă v; deci din punctul de vedere al eforturilor provocate de presiunea apei, deschiderea unui arc nu este limitată dacă grosimea este aleasă corespunzător;

— eforturile scad în general cînd grosimea relativă v crește;

— eforturile amonte sînt compresiuni sau tensiuni; tensiunile sînt cu atît mai mari cu cît α este mai mic și grosimea relativă v mai mare;

— eforturile aval sînt întotdeauna compresiuni; ele sînt cu atît mai reduse cu cît α este mai mare.

Ca o concluzie generală rezultă că, cu cît unghiul la centru al barajelor în arc este mai apropiat de 180°, cu atît ele se comportă mai favorabil sub acțiunea presiunii hidrostatice.

Eforturile de la cheie se pot exprima sub o formă similară — efort specific înmulțit cu presiunea hidrostatică. În amonte eforturile sînt întotdeauna compresiuni, iar în aval compresiuni și uneori tensiuni.

55. Eforturi provocate de variațiile uniforme de temperatură

O scădere uniformă a temperaturii unui arc provoacă eforturi care sînt distribuite la fel ca în cazul presiunii apei. Deosebirea constă în faptul că în sistemul static determinat lipsește sarcina exterioară și în consecință reacțiunile static determinate sînt nule.

Eforturile care acționează în secțiunea de la naștere se pot exprima și în acest caz sub forma [24]:

$$\sigma_T = \sigma'_T T, \tag{34}$$

unde: σ'_T — efort specific dependent de elementele geometrice;

T — variația uniformă de temperatură.

Efortul specific σ'_T fiind funcție de α, v și de produsul $E\omega$ dintre modulul de elasticitate al betonului și coeficientul de dilatare termică al acestuia — considerat 2×10^6 t/m^2 $\times$ 0,00001 = 20 — se poate calcula și reda sub forma diagramelor din figura 3-66.

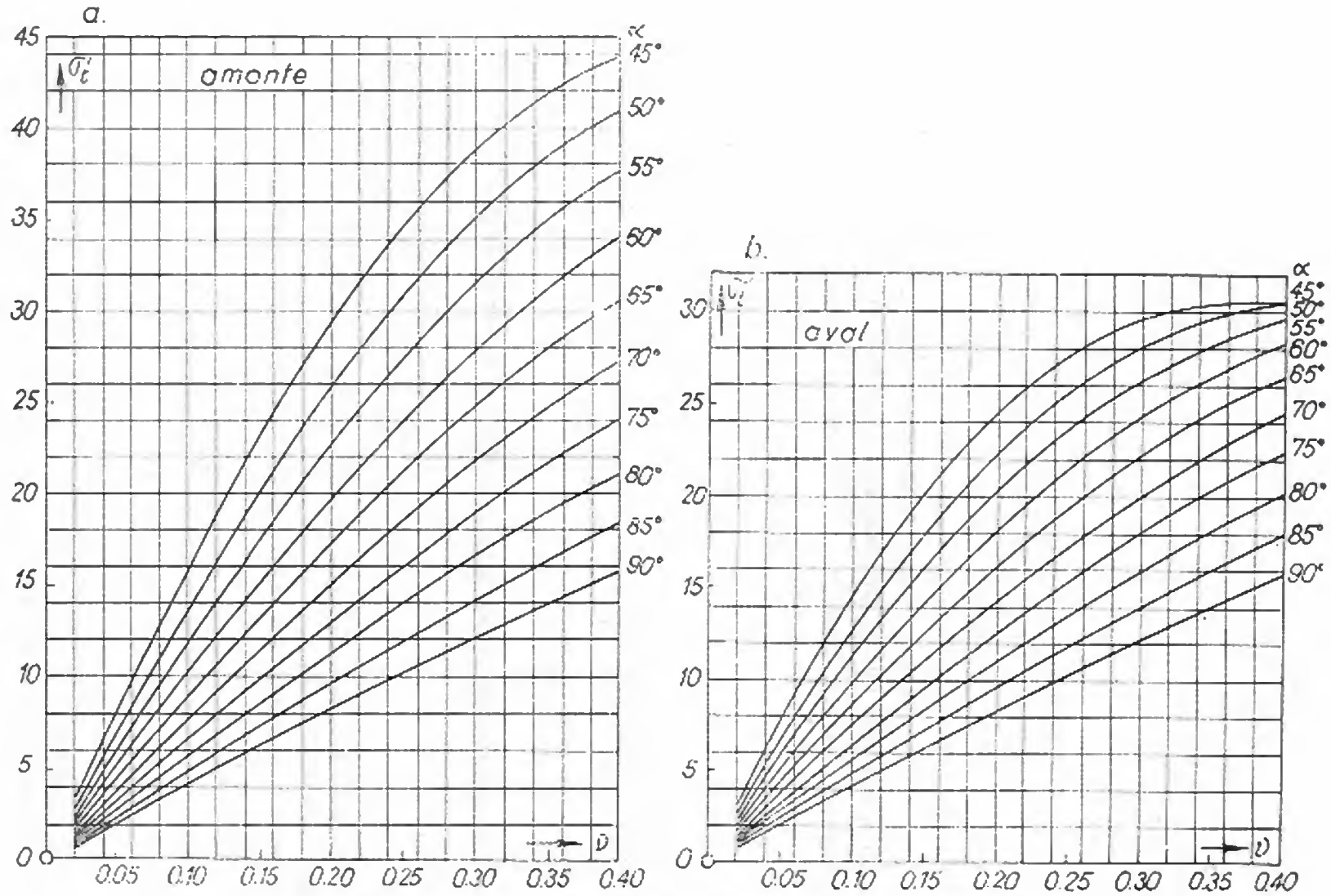


Fig. 3-66. Eforturi specifice la nașteri din variațiile uniforme de temperatură:
a — amonte; *b* — aval.

Analizînd expresia lui σ_T (34) şi aspectul diagramelor σ'_T, se constată că:

— eforturile nu sînt funcţie de deschiderea arcului, ele variind proporţional cu temperatura uniformă T;

— mărimea eforturilor creşte cu grosimea arcului şi cu cît unghiul la centru este mai redus; deci, din acest punct de vedere, arcele cu unghiul la centru mai mare se comportă mai favorabil;

— la o scădere de temperatură, eforturile de la naştere amonte sînt tensiuni, iar aval compresiuni; la creşterea temperaturii fenomenul este invers.

56. Eforturi provocate de diferenţele de temperatură

Mai înainte s-au examinat eforturile care acţionează într-un arc sub efectul unor variaţii uniforme de temperatură. Cînd lacul este plin, o secţiune oarecare este solicitată şi de diferenţa de temperatură ΔT între feţele amonte şi aval, respectiv $\pm\Delta T/2$ faţă de centrul secţiunii (fig. 3-67). Pentru că fibra medie nu este afectată de diferenţa de temperatură, ea nu se deformează şi în consecinţă nu apare nici un fel de împingere în centrul elastic. Dacă fibra amonte este spre exemplu mai caldă cu $\Delta T/2$ faţă de fibra neutră şi fibra aval mai rece cu $\Delta T/2$, ele vor tinde să se dilate, respectiv să se contracte. Arcul fiind încastrat, deformaţiile vor fi oprite şi ca urmare în amonte apar eforturi de compresiune, iar în aval eforturi de tensiune. Eforturile maxime vor fi, conform legii lui *Hooke* [24]:

$$\sigma_{\Delta T} = E\varepsilon,$$

unde: $\varepsilon = \omega\Delta T/2$.

Prin înlocuire rezultă:

$$\sigma_{\Delta T} = \frac{1}{2} E\omega\Delta T. \tag{35}$$

Dacă se admite $E\omega = 20$, se obţine:

$$\sigma_{\Delta T} = \Delta T \ (\text{kg/cm}^2). \tag{36}$$

Cu constantele admise se reţine că, eforturile provocate de diferenţa de temperatură ΔT, exprimate în kg/cm², sînt egale chiar cu ΔT. La extremitatea mai caldă, aceste eforturi sînt compresiuni, la aceea mai rece — tensiuni.

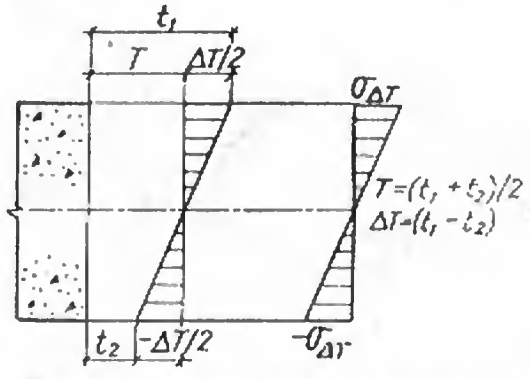


Fig. 3-67. Repartiţia diferenţei de temperatură.

57. Eforturi provocate de cutremur

Pentru barajele care se construiesc în regiuni seismice este necesar a se cunoaşte eforturile care apar în arcele componente sub

efectul undelor seismice. Într-o lucrare referitoare la această problemă [25], s-au determinat aceste eforturi folosind tot metoda lucrului mecanic virtual și acceptînd schema statică a fenomenului. S-au examinat trei cazuri, ale căror rezultate se prezintă în cele ce urmează.

— *Cazul I*, cu accelerația cutremurului orientată din aval spre amonte și arcul solicitat de forțele de inerție ale masei de apă, cu variație cosinusoidală (fig. 3-68,*a*). Expresia finală a eforturilor care acționează la naștere este:

$$\sigma_{c_1} = p_c \sigma'_{c_1} \tag{37}$$

unde p_c este suprapresiunea la cheie și σ'_{c_1}, un efort specific.

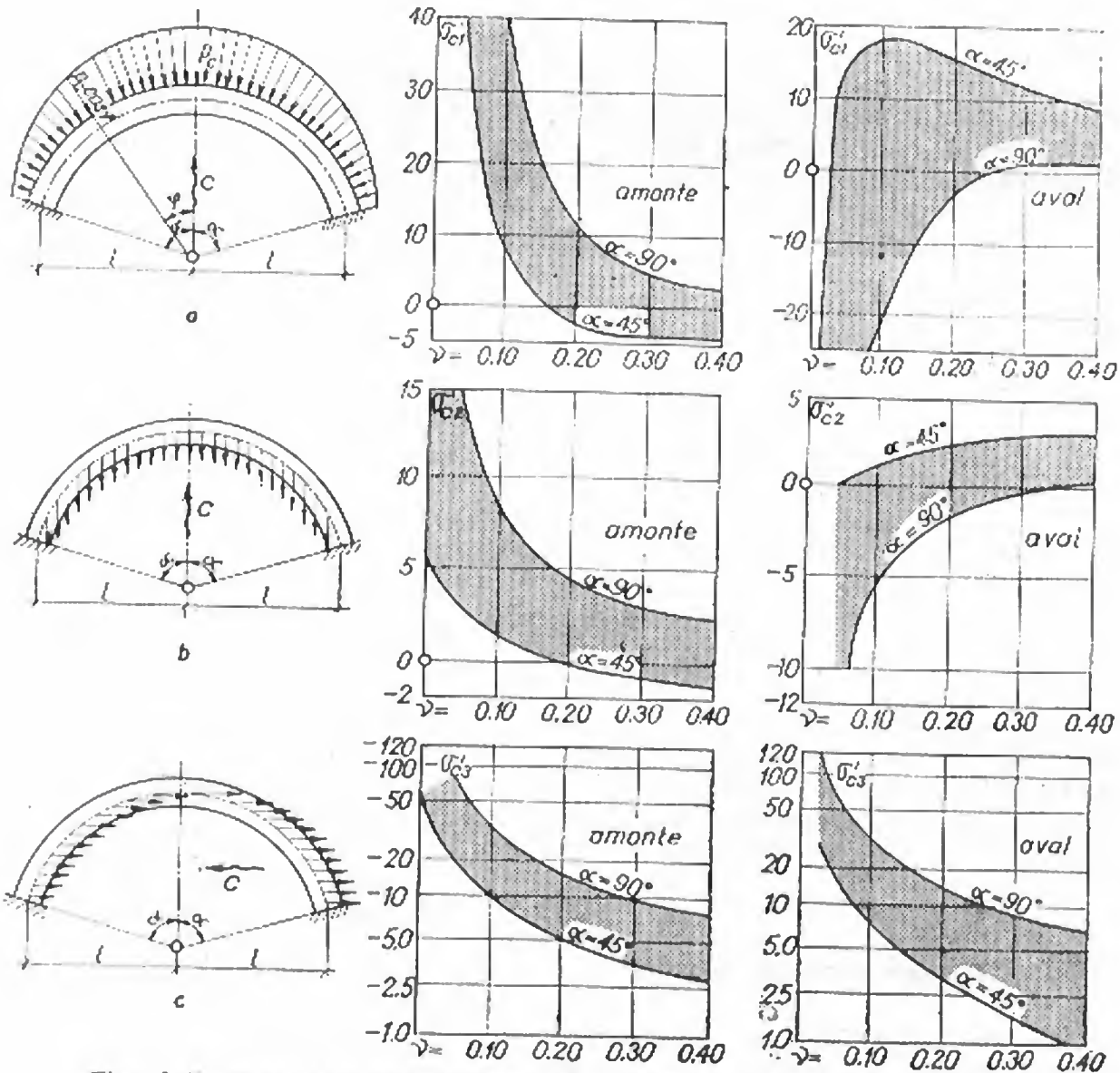


Fig. 3-68. Eforturi specifice la nașteri, din cutremur, în cele trei cazuri de încărcare.

— *Cazul 2*, cu același sens al accelerației și arcul solicitat de forțele datorite inerției masei proprii (fig. 3-68, *b*). Expresia finală a eforturilor care acționează la naștere este:

$$\sigma_{\varepsilon_2} = \gamma_b \frac{c}{g} l\sigma'_{\varepsilon_2} \tag{38}$$

unde de asemenea σ'_{ε_2} este un efort specific.

— *Cazul 3*, cu accelerația cutremurului venind paralel cu linia nașterilor și arcul solicitat de forțele datorite inerției masei proprii (fig. 3-68, *c*). S-a neglijat efectul inerției apei. Expresia finală a eforturilor care acționează la naștere este:

$$\sigma_{\varepsilon_3} = \gamma_b \frac{c}{g} l\sigma'_{\varepsilon_3}, \tag{39}$$

unde σ'_{ε_3} este de asemenea un efort specific.

Ținînd seama de variația eforturilor specifice și de rezultatele unor calcule numerice, efectuate orientativ pentru cîteva baraje din România, se pot trage următoarele concluzii:

— spre deosebire de eforturile provocate de suprapresiunea apei, eforturile care provin din inerția masei proprii sînt funcție de deschiderea arcului; un arc cu o deschidere mai mare este mai solicitat de cutremur decît un arc cu o deschidere mai mică;

— un cutremur normal pe coardă provoacă, în majoritatea cazurilor, eforturi de compresiune în amonte și, pentru arce subțiri eforturi de tensiune în aval; ca valori absolute, toate aceste eforturi sînt mult mai reduse decît cele care apar în cazul cutremurului paralel cu linia nașterilor;

— un cutremur paralel cu linia nașterilor reprezintă solicitarea cea mai defavorabilă pentru un arc; la nașterile opuse sensului de sosire al accelerației seismice apar numai tensiuni în amonte și compresiuni în aval; în valori absolute aceste eforturi sînt mult mai mari decît cele din cazurile *1* și *2*; ele cresc cînd grosimea relativă scade și unghiul la centru este mai mare;

— partea cea mai solicitată de cutremur a unui baraj arcuit este cea superioară, unde arcele componente sînt mai subțiri și unghiurile la centru mai mari; un baraj dimensionat ca să reziste la asemenea solicitări va avea deci dimensiuni mai mari decît un baraj obișnuit.

58. Starea de efort în arce circulare solicitate de presiuni variabile

Calculul arcelor componente ale unui baraj arcuit se face în mod obișnuit plecînd de la metodele cunoscute în statică. Acestea se bazează pe ipoteza repartiției liniare a eforturilor, enunțată de *Navier*. Dacă pentru arce subțiri rezultatele care se obțin pe această cale sînt suficient de exacte, pentru arcele groase ele se îndepărtează de realitate.

Abordînd calculul prin teoria elasticității, *R. Prișcu* și *M. Constantinescu* [26] studiază arce de grosime constantă, solicitate de o presiune variabilă după legea $p = p_0 \cos b\varphi$ (fig. 3-69).

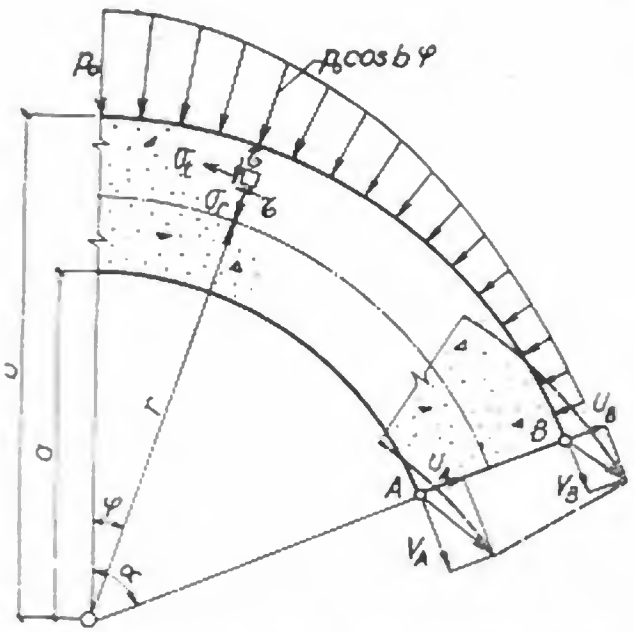


Fig. 3-69. Schemă de calcul pentru un arc solicitat de o presiune variabilă.

Se integrează analitic ecuația generală a elasticității, scrisă în coordonate polare:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2}{\partial \varphi^2}\right)\left(\frac{\partial^2 F}{\partial r^2}+\right.$$

$$\left.+\frac{1}{r}\frac{\partial F}{\partial r}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2}\right)=0 \qquad (40)$$

unde F este funcția Airy.

Eforturile radiale, tangențiale și de lunecare au expresiile:

$$\sigma_r=\frac{1}{r}\frac{\partial F}{\partial r}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2};$$

$$\sigma_t=\frac{\partial^2 F}{\partial r^2}; \qquad (41)$$

$$\tau=-\frac{\partial}{\partial r}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial F}{\partial \varphi}\right).$$

Funcția de efort F care satisface ecuația (40) este de forma:

$$F(r,\varphi)=a_0+b_0r^2+c_0\ln r+d_0r^2\ln r+$$

$$+(a_1+b_1r^3+c_1r^{-1}+d_1r\ln r)\cos\varphi+\ldots \qquad (42)$$

$$\ldots+(a_n+b_nr^{n+2}+c_nr^{-n}+d_nr^{-n+2})\cos n\varphi$$

cu $n\neq 0$ și $n\neq 1$, iar $a_0\ldots a_n$ și $b_0\ldots b_n$ necunoscute.

Punînd condițiile la limită pe conturul interior ($\tau=0$ și $\sigma_r=0$), pe conturul exterior ($\tau=0$ și $\sigma_r=-p\cos b\varphi$) și de rezemare, se găsește expresia funcției de efort F. Apoi, cu ajutorul relațiilor (41), se determină eforturile.

Calculele efectuate pentru patru arce caracteristice din barajul *Vidraru — Argeș*, ilustrate în figura 3-70, au condus la următoarele concluzii [26]:

— repartiția eforturilor tangențiale σ_t este cu atît mai diferită de cea liniară, cu cît arcele sînt mai groase; eforturile maxime de compresiune apar mai reduse, cu diferențe procentuale care se ridică pînă la 25%, în timp ce în zonele opuse lor apar tensiuni care nu rezultă aplicînd metodele de calcul din statică;

— eforturile radiale σ_r variază de la valoarea presiunii $p_0\cos b\varphi$ în amonte, la zero în aval; legea de variație în secțiune este și ea diferită de cea liniară;

— eforturile de lunecare τ sînt nule în secțiunea de la cheie și iau valori din ce în ce mai mari mergînd spre nașteri; în cazul arcelor mai subțiri, valorile maxime apar în secțiuni intermediare, situate între nașteri și cheie; într-o secțiune oarecare, repartiția eforturilor de lunecare nu este simetrică față de centrul ei, eforturi ceva mai mari apărînd spre interiorul arcelor.

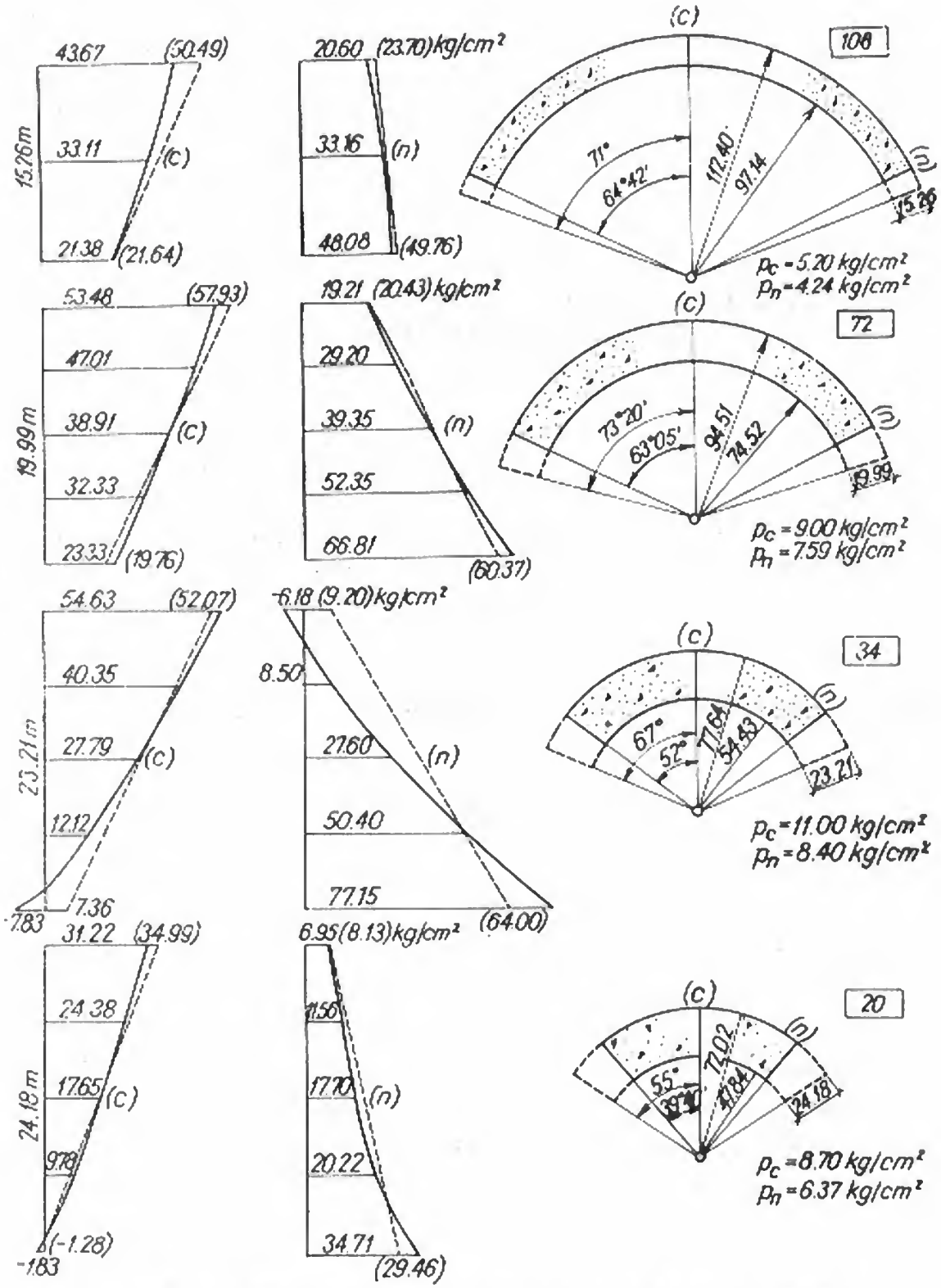


Fig. 3-70. Eforturi la cheie şi la naştere în arcele barajului Vidraru:
— determinate prin teoria elasticităţii — linie plină;
— determinate prin teoria arcelor subţiri — linie punctată.

În concluzie, calculele efectuate arată că, în cazul arcelor groase, eforturile maxime de compresiune au valori sensibil mai reduse decît cele care rezultă aplicînd metodele cunoscute din statică. În schimb, eforturile de tensiune care apar la intrados, în zona de la cheie, și la extrados, în zona de la nașteri, au comparativ valori mai mari.

§ 15. CALCULUL ARCELOR CIRCULARE ȘI PARABOLICE DE GROSIME VARIABILĂ

Studiul arcelor circulare, de grosime variabilă, încastrate la nașteri și solicitate de presiunea hidrostatică constantă, a fost elaborat de *W. A. Perkins* [27], luînd în considerare pe lîngă efectul momentului încovoietor și al forței normale și pe cel al forței tăietoare. *R. Prișcu, A. Popovici* și *L. Ilie* au continuat acest studiu pentru presiuni variabile, pentru solicitări seismice [16] și pentru solicitări termice [16], [17]. Notațiile de bază sînt aceleași ca în lucrarea lui Perkins.

59. Eforturi provocate de presiuni variabile

Se consideră un arc simetric, încastrat la nașteri, cu axa de figură circulară, descrisă de raza r și unghiul la centru 2α (fig. 3-71). Pentru grosimea arcului se consideră următoarea lege de variație:

$$t = \frac{t_0}{\cos a\varphi} \tag{43}$$

în care:

t — grosimea într-o secțiune oarecare;

t_0 — grosimea în secțiunea de la cheie;

φ — deschiderea unghiulară față de secțiunea de la cheie;

a — constantă parametrică determinată din condițiile:

$$\varphi = 0, \quad t = t_0;$$

$$\varphi = \alpha, \quad t = t_\alpha.$$

Corespunzător notațiilor din figura 3-71, toate mărimile care acționează la cheie poartă indicele (0), cele care acționează în secțiunea de la naștere poartă indicele (α), iar mărimile curente sînt fără indici.

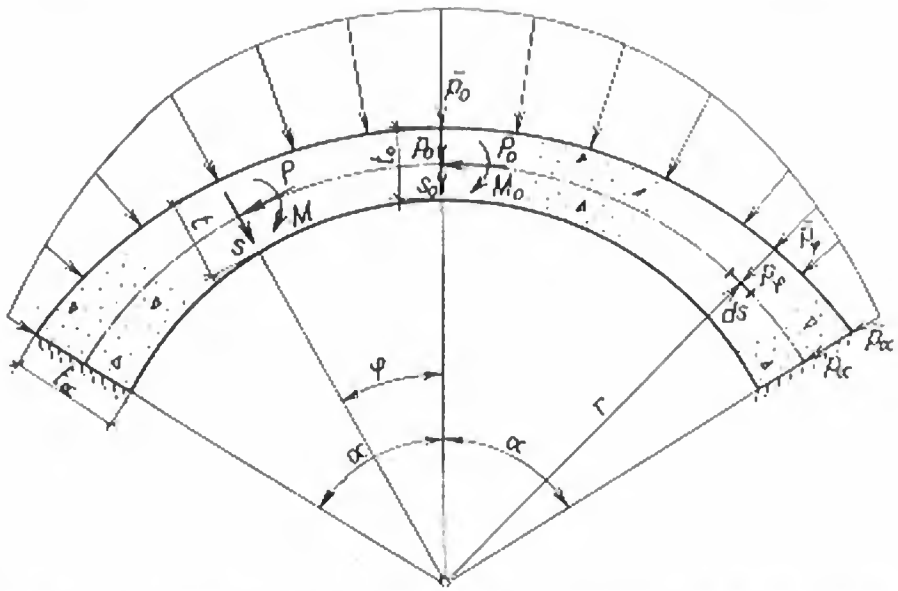


Fig. 3-71. Schemă de calcul pentru un arc de grosime variabilă solicitat de o presiune variabilă.

Presiunea se consideră distribuită cosinusoidal pe extradosul arcului după legea:

$$\bar{p}_\varphi = \bar{p}_0 \cos b\varphi$$

unde:

$\bar{p}_\varphi$, $\bar{p}_0$ — presiunea orientată radial, acționînd pe extrados la o deschidere unghiulară φ și respectiv la cheie;

b — constantă parametrică determinată din condițiile:

$$\varphi = 0, \quad \bar{p}_\varphi = \bar{p}_0,$$

$$\varphi = \alpha, \quad \bar{p}_\varphi = \bar{p}_\alpha;$$

$$b_1 = 1(1 - b^2).$$

Dacă se reduce acțiunea presiunii de pe extradosul arcului pe fibra medie a arcului, rezultă:

$$p_\varphi = p_0 \cos b\varphi, \tag{44}$$

în care:

$$p_0 = \frac{1}{r}\left(r + \frac{t_m}{2}\right)\bar{p}_0;$$

$$t_m = \frac{2{,}30236}{a\alpha}\, t_0 \left[\lg \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{a\alpha^\circ}{2}\right)\right].$$

Arcul dublu încastrat fiind triplu static nedeterminat, se calculează alegînd o ormă de bază static determinată, ca în figura 3-71. Pentru jumătatea din stînga s-a introdus forța normală P_0, forța tăietoare S_0 și momentul încovoietor M_0, care restabilesc echilibrul.

Lucrul mecanic de deformare elastică are expresia:

$$L = \frac{1}{2}\int_0^{\alpha} \frac{M^2}{EI} r\,d\varphi + \frac{1}{2}\int_0^{\alpha} \frac{P^2}{Et} r\,d\varphi + \frac{2{,}88}{2}\int_0^{\alpha} \frac{S^2}{Et} r\,d\varphi, \tag{45}$$

unde M, P, S sînt solicitările totale care acționează într-o secțiune oarecare:

$$\begin{aligned} M &= M_0 - P_0 r(1 - \cos\varphi) - b_1 p_0 r^2(\cos b\varphi - \cos\varphi) + S_0 r \sin\varphi; \\ P &= P_0 \cos\varphi + b_1 p_0 r(\cos b\varphi - \cos\varphi) + S_0 \sin\varphi; \\ S &= -P_0 \sin\varphi + b_1 p_0 r(\sin\varphi - b \sin b\varphi) + S_0 \cos\varphi. \end{aligned} \tag{46}$$

Ca urmare a simetriei geometrice a arcului și a sarcinilor exterioare se poate scrie:

$$\frac{\partial L}{\partial P_0} = 0; \quad S_0 = 0; \quad \frac{\partial L}{\partial M_0} = 0. \tag{47}$$

Condițiile de mai sus conduc în final la un sistem de două ecuații cu două necunoscute, care prin rezolvare permite determinarea momentului M_0 și a forței normale P_0:

$$M_0 = P_0 r\left(1 - \frac{B}{2C}\right) - b_1 p_0 r^2 \frac{C_1 - B_0}{2C}, \tag{48}$$

$$P_0 = b_1 p_0 r\left[1 - \frac{\frac{r^2}{t_0^2} Y_1 + K_1}{\frac{r^2}{t_0^2} Y + F + 2{,}88J}\right]. \tag{49}$$

Mărimile M_0 și P_0 fiind cunoscute, cu relațiile (46) se pot determina solicitările totale în orice secțiune și deci eforturile.

Deplasarea radială la cheie este dată de derivata lucrului mecanic de deformare în raport cu forța tăietoare S_0:

$$w_0 = \frac{\partial L}{\partial S_0}. \tag{50}$$

Ținînd seama de expresia lucrului mecanic de deformare (45) și de relațiile (46), după rezolvarea integralelor se obține în final:

$$\begin{aligned} w_0 = \frac{r}{Et_0}\Bigg[\left(\frac{r^2}{t_0^2} Z - 0{,}47V\right)(b_1 p_0 r - P_0) + \\ - b_1 p_0 r\left(\frac{r^2}{t_0^2} Z_1 + 0{,}25Q_1 - 0{,}72bQ_2\right)\Bigg]. \end{aligned} \tag{51}$$

Deplasarea radială este pozitivă cînd arcul se deplasează către centru.

În lucrarea [16] este rezolvat și cazul general, pentru determinarea deplasării radiale într-o secțiune oarecare, datorită unei presiuni variabile.

Coeficienţii care intervin în expresiile (48), (49) şi (51) sînt funcţie de elementele geometrice ale arcului şi de variaţia presiunii.

$$A = \frac{\sin 3a\alpha}{3a} + \frac{\sin (2 - 3a)\,\alpha}{2(2 + 3a)} + \frac{\sin (2 - 3a)\,\alpha}{2(2 - 3a)} +$$

$$+ 3\left[\frac{\sin a\alpha}{a} + \frac{\sin (2 + a)\,\alpha}{2(2 + a)} + \frac{\sin (2 - a)\,\alpha}{2(2 - a)}\right]$$

$$B = \frac{\sin (1 + 3a)\,\alpha}{1 + 3a} + \frac{\sin (1 - 3a)\,\alpha}{1 - 3a} + 3\left[\frac{\sin (1 + a)\,\alpha}{1 + a} + \frac{\sin (1 - a)\,\alpha}{1 - a}\right]$$

$$C = \frac{\sin 3a\alpha}{3a} + 3\,\frac{\sin a\alpha}{a}$$

$$F = \frac{\sin a\alpha}{a} + \frac{\sin (2 + a)\,\alpha}{2(2 + a)} + \frac{\sin (2 - a)\,\alpha}{2(2 - a)}$$

$$J = \frac{\sin a\alpha}{a} - \frac{\sin (2 + a)\,\alpha}{2(2 + a)} - \frac{\sin (2 - a)\,\alpha}{2(2 - a)}$$

$$C_1 = \frac{\sin (3a + b)\,\alpha}{3a + b} + \frac{\sin (3a - b)\,\alpha}{3a - b} + 3\left[\frac{\sin (a + b)\,\alpha}{a + b} + \frac{\sin (a - b)\,\alpha}{a - b}\right]$$

$$B_1 = \frac{\sin (1 + 3a + b)\,\alpha}{1 + 3a + b} + \frac{\sin (1 - 3a + b)\,\alpha}{1 - 3a + b} + \frac{\sin (1 - 3a - b)\,\alpha}{1 - 3a - b} + \tag{52}$$

$$+ \frac{\sin (1 + 3a - b)\,\alpha}{1 + 3a - b} + 3\left[\frac{\sin (1 + a + b)\,\alpha}{1 + a + b} + \frac{\sin (1 - a + b)\,\alpha}{1 - a + b} + \right.$$

$$\left. + \frac{\sin (1 - a - b)\,\alpha}{1 - a - b} + \frac{\sin (1 + a - b)\,\alpha}{1 + a - b}\right]$$

$$Z = \frac{3}{4}[B_1 C(N + 3Q) - (R + 3V)]$$

$$K_1 = 0{,}5\,(K_2 + 2{,}88\,K_3)$$

$$K_2 = \frac{\sin (1 + a + b)\,\alpha}{1 + a + b} + \frac{\sin (1 - a + b)\,\alpha}{1 - a + b} + \frac{\sin (1 - a - b)\,\alpha}{1 - a - b} + \frac{\sin (1 + a - b)\,\alpha}{1 + a - b}$$

$$K_3 = \frac{\sin (1 - a - b)\,\alpha}{1 - a - b} + \frac{\sin (1 + a - b)\,\alpha}{1 + a - b} - \frac{\sin (1 + a + b)\,\alpha}{1 - a + b} - \frac{\sin (1 - a + b)\,\alpha}{1 - a + b}$$

$$N = \frac{1 - \cos (1 + 3a)\,\alpha}{1 + 3a} + \frac{1 - \cos (1 - 3a)\,\alpha}{1 - 3a}$$

$$N_1 = \frac{1 - \cos (1 - 3a + b)\,\alpha}{1 + 3a + b} + \frac{1 - \cos (1 - 3a + b)\,\alpha}{1 - 3a + b} + \frac{1 - \cos (1 + 3a - b)\,\alpha}{1 + 3a - b} +$$

$$+ \frac{1 - \cos (1 - 3a - b)\,\alpha}{1 - 3a - b}$$

$$K = \frac{\sin(1+a)\alpha}{1+a} + \frac{\sin(1-a)\alpha}{1-a}$$

$$Q = \frac{1-\cos(1+a)\alpha}{1+a} + \frac{1-\cos(1-a)\alpha}{1-a}$$

$$Q_1 = \frac{1-\cos(1+a-b)\alpha}{1+a+b} + \frac{1-\cos(1-a+b)\alpha}{1-a+b} + \frac{1-\cos(1+a-b)\alpha}{1+a-b} + \frac{1-\cos(1-a-b)\alpha}{1-a-b}$$

$$Q_2 = \frac{1-\cos(1+a+b)\alpha}{1+a+b} + \frac{1-\cos(1-a-b)\alpha}{1-a+b} - \frac{1-\cos(1+a-b)\alpha}{1+a-b} - \frac{1-\cos(1-a-b)\alpha}{1-a-b} \qquad (52)$$

$$R = \frac{1-\cos(2+3a)\alpha}{2+3a} + \frac{1-\cos(2-3a)\alpha}{2-3a}$$

$$V = \frac{1-\cos(2+a)\alpha}{2+a} - \frac{1-\cos(2-a)\alpha}{2-a}$$

$$Y_1 = 1{,}5(B_1 - C_1B/C) \qquad Y = 1{,}5(2A - B^2/C)$$

$$Z_1 = -\frac{3}{4}\left[C_1/C(N+3Q) - (N_1 - 3Q_1)\right].$$

La calculul coeficienților de mai sus pot apare următoarele cazuri de nedeterminare (pentru $n = 0$):

$$\frac{\sin n\alpha}{n} = \alpha \quad \text{cînd} \quad n \to 0,$$

$$\frac{1-\cos n\alpha}{n} = 0 \quad \text{cînd} \quad n \to 0.$$

Folosind metoda expusă, s-au calculat zece arce de grosime variabilă ale barajului *Paltinul* (fig. 3-72). Calculele au fost efectuate comparativ, în cazul arcelor solicitate de presiuni constante ($b = 0$, linie plină) și în cazul arcelor solicitate de presiuni variabile, cu aceeași valoare la cheie (linie punctată).

Din analiza diagramelor din figura 3-72 rezultă următoarele:

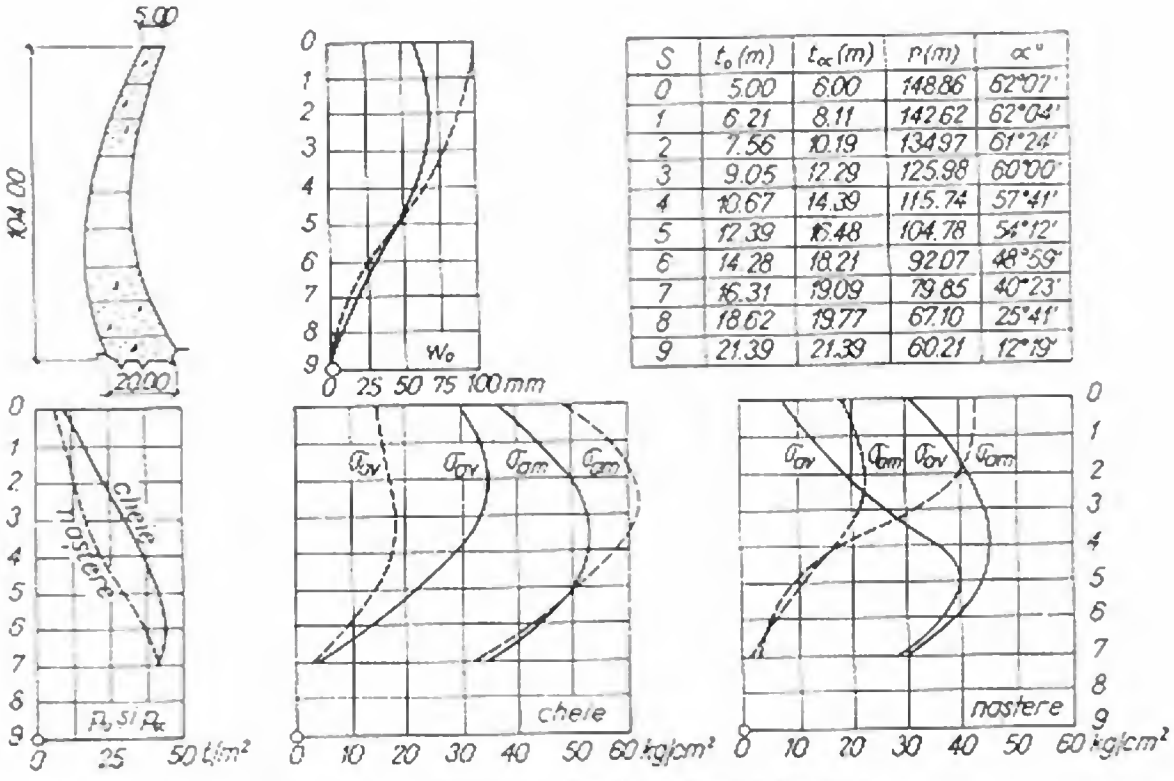
— presiunea variabilă provoacă momente mai mari în secțiunea de la cheie decît presiunea constantă;

— în secțiunea de la naștere aceste momente scad și chiar schimbă de semn;

— această situație se accentuează cu cît grosimea relativă t_0/r este mai mică, unghiul la centru este mai mare și raportul p_x/p_0 este mai mic.

Schimbarea semnului momentului încovoietor de la naștere este evidențiată în figura 3-73, unde se prezintă fibra medie deformată a unui arc situat în zona superioară a barajului Paltinul (secțiunea 2, fig. 3-72), cu următoarele caracteristici: grosime relativă mică, deschidere unghiulară mare, presiune puternic variabilă.

În anumite cazuri, pot exista trei zone de moment maxim de-a lungul unei jumătăți de arc: zona de la cheie, zona de la naștere și o zonă în cîmp (în cazul studiat $\beta \approx 45°$).



S	t_0 (m)	t_α (m)	r(m)	$\alpha°$
0	5.00	6.00	148.86	62°07'
1	6.21	8.11	142.62	62°04'
2	7.56	10.19	134.97	61°24'
3	9.05	12.29	125.98	60°00'
4	10.67	14.39	115.74	57°41'
5	12.39	16.48	104.78	54°12'
6	14.28	18.21	92.07	48°59'
7	16.31	19.09	79.85	40°23'
8	18.62	19.77	67.10	25°41'
9	21.39	21.39	60.21	12°19'

Fig. 3-72. Eforturi în arcele barajului Paltinul:
— solicitate de presiuni variabile — linie punctată;
— solicitate de presiuni constante — linie plină.

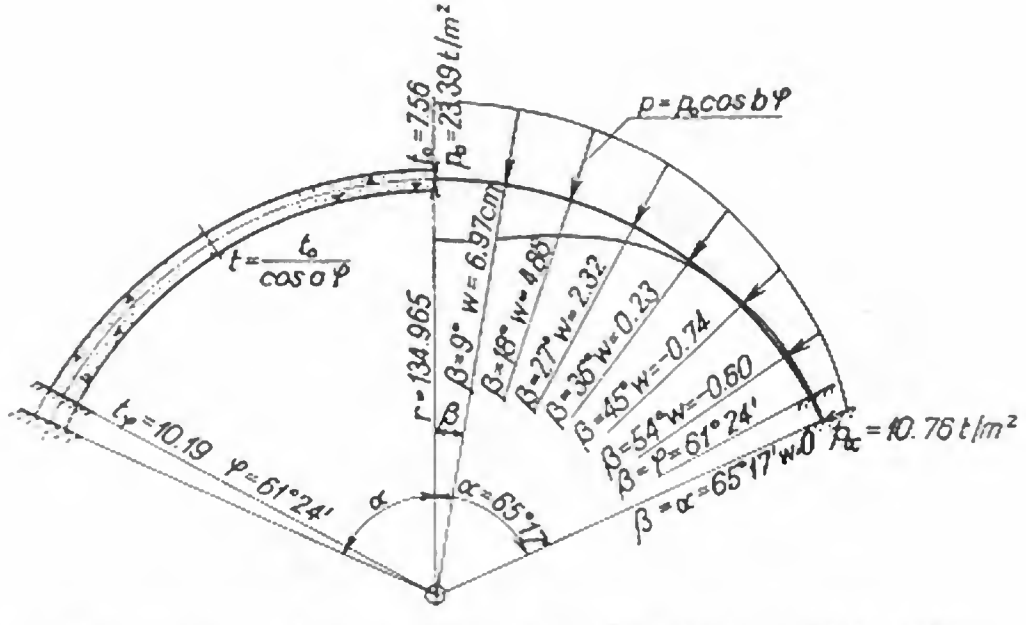


Fig. 3-73. Deformata unui arc subțire, determinată prin deplasări radiale.

60. Eforturi provocate de variațiile de temperatură

Considerînd aceleași arce de grosime variabilă se determină eforturile și deplasările radiale provocate de variațiile uniforme de temperatură T și de diferențele de temperatură ΔT (fig. 3-74).

Pentru solicitările termice se admite că într-o secțiune oarecare repartiția temperaturilor este liniară și este compusă dintr-o temperatură medie T, uniform repartizată și o diferență de temperatură ΔT, polar simetrică. Dacă pentru un arc de grosime constantă aceste mărimi sînt constante de-a lungul axei sale, pentru un arc de grosime variabilă situația se schimbă. Solicitările termice sînt mai mari la cheie și mai reduse la naștere.

Temperatura medie T se consideră pozitivă cînd reprezintă o ridicare față de temperatura de închidere a rosturilor, după cum diferența de temperatură ΔT este pozitivă cînd intradosul arcului este mai cald decît extradosul.

Forma de bază static determinată a arcului dublu încastrat se alege ca în figura 3-74, prin secționarea arcului la cheie. Determinarea necunoscutelor M_0, P_0, S_0, se face plecînd de la expresia lucrului mecanic de deformare, ținînd seama și de acțiunea solicitărilor termice:

$$L = \frac{1}{2}\int_0^{\alpha} \frac{M^2}{EI} r\,d\varphi + \frac{1}{2}\int_0^{\alpha} \frac{P^2}{Et} r\,d\varphi + \frac{2.88}{2}\int_0^{\alpha} \frac{S^2}{Et} r\,d\varphi - \int_0^{\alpha} P\omega T r\,d\varphi - \int_0^{\alpha} \frac{M\omega\Delta T}{t} r\,d\varphi. \tag{53}$$

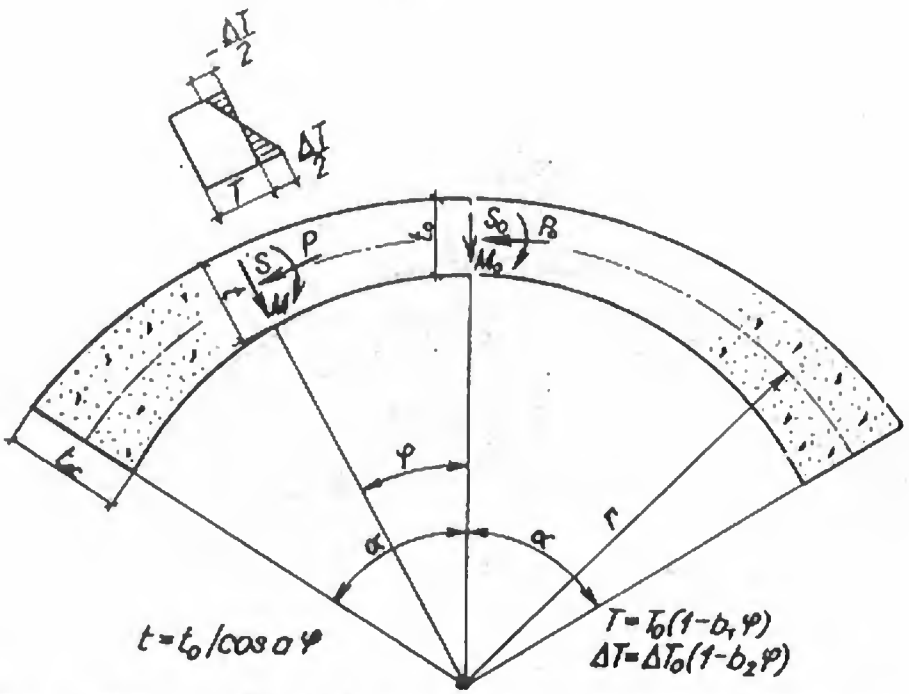


Fig. 3-74. Schema de calcul pentru un arc de grosime variabilă solicitat de variațiile de temperatură.

Penultimul termen al relației (53) reprezintă lucrul mecanic de deformare la temperatură uniformă, iar ultimul termen pe acela al diferenței de temperatură ΔT (ω este coeficientul de dilatare termică a betonului).

Solicitările totale M, P, S într-o secțiune oarecare sînt de forma:

$$\begin{aligned} M &= M_0 - P_0 r(1 - \cos\varphi) + S_0 r \sin\varphi; \\ P &= P_0 \cos\varphi + S_0 \sin\varphi; \\ S &= -P_0 \sin\varphi + S_0 \cos\varphi. \end{aligned} \tag{54}$$

Ca urmare a simetriei arcului și a sarcinilor, forța tăietoare la cheie este nulă ($S_0 = 0$), iar secțiunea de la cheie nu se rotește $\left(\frac{\partial L}{\partial M_0} = 0\right)$ și nu se deplasează tangențial $\left(\frac{\partial L}{\partial P_0} = 0\right)$.

În lucrarea [17] au fost analizate cazurile în care solicitările termice variază liniar sau sînt constante de-a lungul axei arcului. Mai departe se dau relațiile de calcul pentru cazul arcului solicitat de variații și diferențe de temperatură constante (T și ΔT).

Pentru *variația uniformă de temperatură* rezultă:

$$\begin{aligned} P_0(T) &= \frac{2Et_0\omega T \sin\alpha}{\frac{r^2}{t_0^2} Y + F + 2{,}88\, J}; \\ M_0(T) &= P_0(T) r \left(1 - \frac{B}{2C}\right). \end{aligned} \tag{55}$$

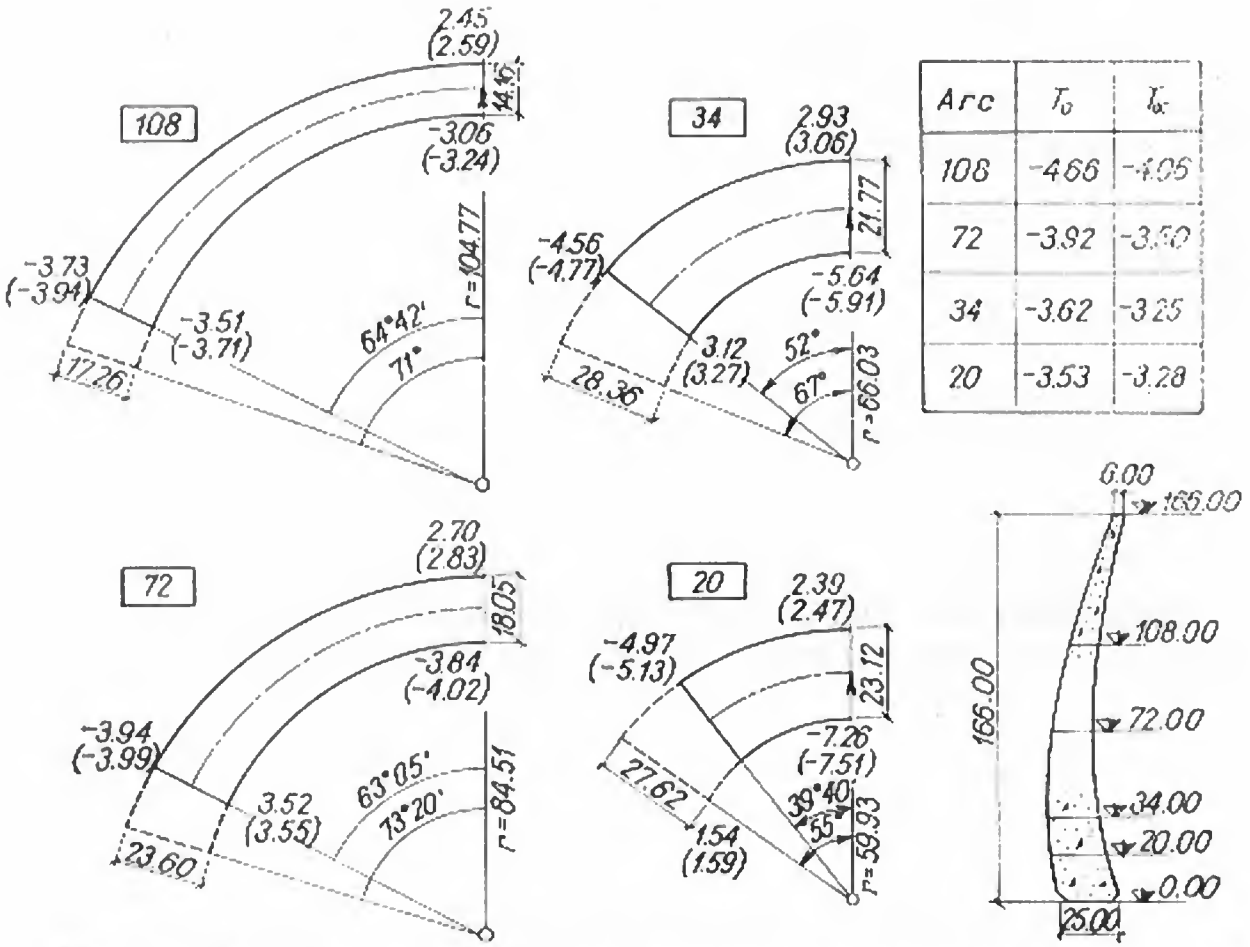
Pentru *diferența de temperatură* rezultă:

$$\begin{aligned} P_0(\Delta T) &= \frac{E\omega\Delta T r \left(K - \frac{B}{C}\frac{\sin a\alpha}{a}\right)}{\frac{r^2}{t_0^2} Y + F + 2{,}88\, J}; \\ M_0(\Delta T) &= P_0(\Delta T) r \left(1 - \frac{B}{2C}\right) + \frac{E\omega\Delta T t_0^2}{3C}\frac{\sin a\alpha}{a}, \end{aligned} \tag{56}$$

unde T și ΔT sînt solicitările termice corespunzătoare secțiunii de la cheie, considerate constante de-a lungul axei arcului.

Cunoscînd pe M_0 și P_0 se pot determina solicitările totale (54) în orice secțiune și deci eforturile.

Metoda expusă a fost aplicată la calculul a trei baraje arcuite din România [17]: *Vidraru-Argeș*, *Paltinul-Doftana* și *Baciu-Rîul Doamnei*. Pentru toate aceste baraje s-a ținut seama de rezemarea elastică pe roca de fundație, presupunînd arcele prelungite fictiv la nașteri prin artificiul lui *Vogt*.



Arc	T_0	T_α
108	-4.66	-4.05
72	-3.92	-3.50
34	-3.62	-3.25
20	-3.53	-3.28

Fig. 3-75. Eforturi în arcele barajului Vidraru solicitate de variația uniformă de temperatură T (valorile din paranteze corespund ipotezei $T_\alpha = T_0$).

În cazul barajului *Vidraru* s-au examinat patru arce caracteristice, de dimensiuni și rigidități diferite. Solicitările termice s-au determinat în ipoteza lacului plin, la o coborîre de temperatură față de temperatura de închidere a rosturilor.

Temperaturile T_0 din secțiunile de la cheie sînt cele minime care pot apare la un anumit timp, iar cele de la nașteri T_α sînt cele corespunzătoare aceluiași timp. Diferențele de temperatură ΔT_0 și ΔT_α sînt și ele simultane. Din datele trecute în figurile 3-75 și 3-76 rezultă că valorile de calcul descresc dinspre cheie spre nașteri, ținînd seama de îngroșările arcelor.

Din figura 3-75 se observă că, în permanență, eforturile provenite din temperaturi T, constante de-a lungul arcelor, sînt mai mari decît eforturile din temperaturi T variabile, arătînd că în realitate arcele sînt mai puțin solicitate.

În figura 3-76 sînt reprezentate de asemenea comparativ eforturile provocate de diferențele de temperatură ΔT. Reducerile procentuale sînt mai mari decît în cazul precedent, iar ca valori absolute eforturile sînt mai mari. Deplasările radiale de la cheie, provocate de diferențele de temperatură ΔT, au rezultat și ele foarte mici, de ordinul sutimilor sau miimilor de milimetru, arătînd că practic nici arcele de grosime variabilă nu se deformează sub influența diferențelor de temperatură.

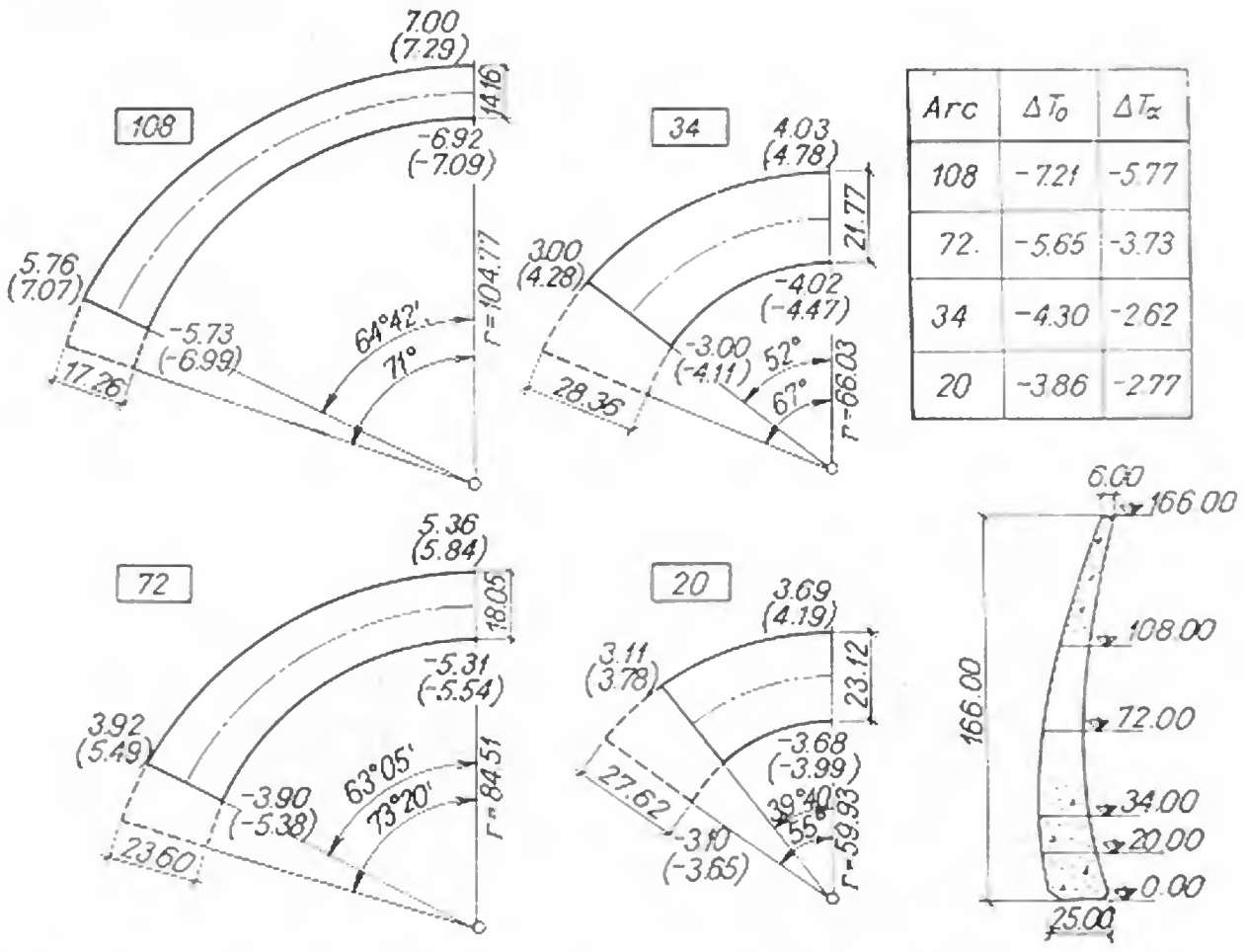
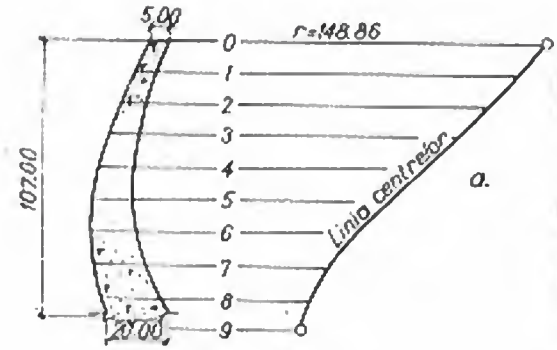


Fig. 3-76. Eforturi în arcele barajului Vidraru solicitate de diferențele de temperatură ΔT (valorile din paranteze corespund ipotezei $\Delta T_\alpha = \Delta T_0$).

În cazul barajului *Paltinul* temperaturile de calcul s-au determinat după același procedeu ca la barajul Vidraru. Calculele s-au efectuat tot comparativ, indicînd reduceri și mai importante de eforturi. În figura 3-77 sînt reprezentate eforturile care acționează în diferite ipoteze de solicitare termică. Dimensiunile barajului fiind apropiate de cele ale barajului Vidraru, se remarcă din nou influența preponderentă asupra stării de efort a diferențelor de temperatură ΔT. Din suprapunerea celor două efecte (fig. 3-77, *d* și fig. 3-77, *e*), rezultă că ipoteza unei ridicări de temperatură este la fel de interesantă pentru calculele de rezistență ca ipoteza clasică a unei coborîri de temperatură față de temperatura de închidere a rosturilor.

Barajul *Bacîu* are dimensiuni mai reduse decît primele două baraje. Rezultatele calculelor arată că structura este deopotrivă de sensibilă la variațiile uniforme de temperatură T și la diferențele de temperatură ΔT. Ca valori, eforturile provocate în acest baraj subțire sînt de circa două ori mai mari decît cele care apar în primele două baraje, mai groase, și deci mai puțin sensibile din punct de vedere termic. Se păstrează de asemenea rolul la fel de important pentru starea de efort al ridicărilor și coborîrilor de temperatură.



S	t_0 (m)	t_α (m)	r(m)	$2\alpha^c$
0	5.00	6.00	148.86	62°07'
1	6.21	8.11	142.62	62°04'
2	7.56	10.19	134.97	61°24'
3	9.05	12.29	125.98	60°00'
4	10.67	14.39	115.74	57°41'
5	12.39	16.48	104.28	54°12'
6	14.28	18.21	92.07	48°59'
7	16.31	19.09	78.85	40°23'
8	18.62	19.77	67.10	25°41'
9	21.39	21.39	60.21	12°19'

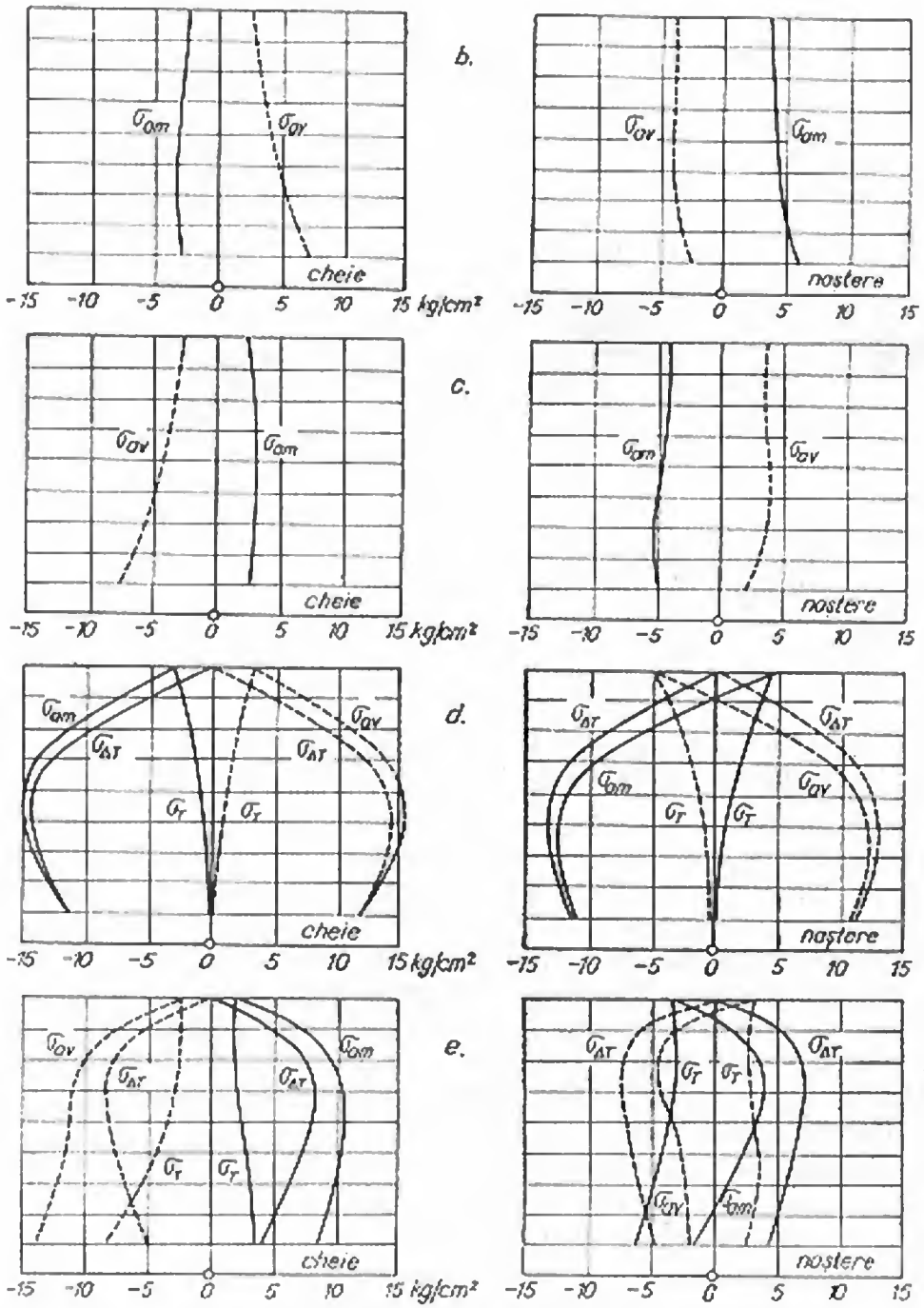


Fig. 3-77. Calculul arcelor barajului Paltinul la solicitări termice:

a — elemente geometrice; *b* — eforturi în ipoteza lac gol, ridicare de temperatură; *c* — eforturi în ipoteza lac gol, coborîre de temperatură; *d* — eforturi în ipoteza lac plin, ridicare de temperatură; *e* — eforturi în ipoteza lac plin, coborîre de temperatură.

61. Eforturi provocate de cutremur

Considerînd o schemă statică de comportare a arcelor la cutremur, se pune problema determinării eforturilor provocate de inerţia masei proprii ca şi de inerţia masei de apă reţinută. Pentru fiecare solicitare se admit două ipoteze privind direcţia de acţiune a acceleraţiei seismice: perpendicular pe coardă şi paralel cu coarda. Calculele respective sînt redate pe larg în lucrarea [16], de unde se extrag elementele de bază şi unele rezultate.

Eforturi din inerţia masei proprii. Arcul se consideră solicitat de forţele de inerţie elementare df, al căror sens de acţiune este contrar sensului undei seismice, şi au forma:

$$df = \gamma_b \frac{c}{g} t \, ds, \tag{57}$$

unde:

df — forţa de inerţie care acţionează pe un element de arc de grosime unitară şi lungime ds;

γ_b — greutatea volumetrică a betonului;

c — acceleraţia cutremurului;

g — acceleraţia gravitaţiei;

t — grosimea arcului.

Schemele de calcul pentru cazul cînd cutremurul acţionează perpendicular sau paralel cu coarda sînt redate în figura 3-78.

Expresiile eforturilor de la naşteri sînt de forma:

$$\sigma_{b,c} = \gamma_b \frac{c}{g} r \sigma'_{b,c}, \tag{58}$$

unde $\sigma'_{b,c}$ este un efort specific care depinde de rapoartele t_0/r, t_α/t_0 şi de unghiul α.

Pentru exemplificare, în figura 3-79 se prezintă rezultatele calculelor efectuate pentru arcele barajului Vidraru, considerînd variaţia reală a grosimilor (diagrame cu linie plină) şi comparativ, arce de grosime constantă, dar cu suprafaţa echivalentă (diagramele cu linie întreruptă). Pentru raportul c/g s-a admis valoarea 0,05. Se constată că eforturile cele mai mari sînt provocate de cutremurul paralel cu coarda, arcele subţiri fiind cele mai sensibile.

Eforturi din inerţia masei de apă reţinută. Arcul se consideră solicitat de o presiune variabilă, normală pe fibra medie. Se admite o lege liniară de variaţie în raport cu unghiul φ şi anume (fig. 3-80):

— pentru cutremur perpendicular pe coardă:

$$p = p_0(1 - b_2\varphi); \tag{59}$$

— pentru cutremur paralel cu coarda:

$$p = \frac{p_\alpha}{\alpha} \varphi, \tag{60}$$

unde b_2 este un coeficient care poate fi mai mare sau mai mic ca zero, după cum raportul p_α/p_0 este subunitar sau supraunitar.

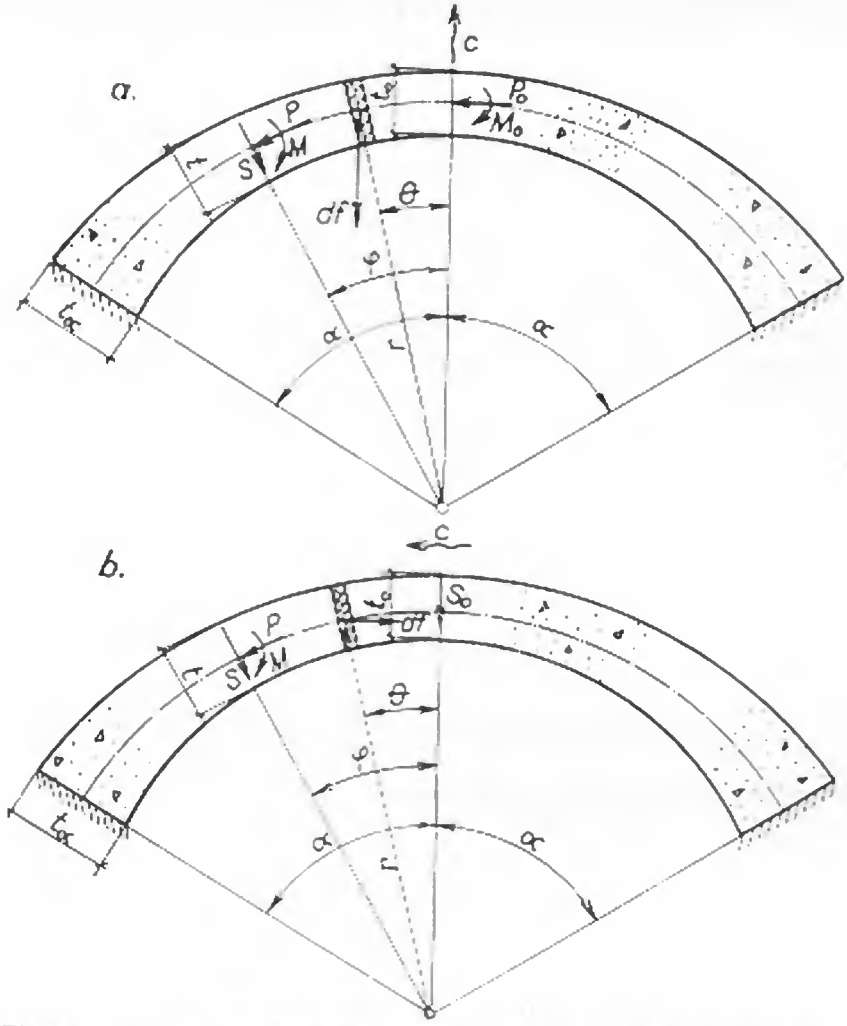


Fig. 3-78. Scheme de calcul pentru un arc de grosime variabilă solicitat de inerția masei betonului, la un cutremur:
a — perpendicular pe coardă; *b* — paralel cu coarda.

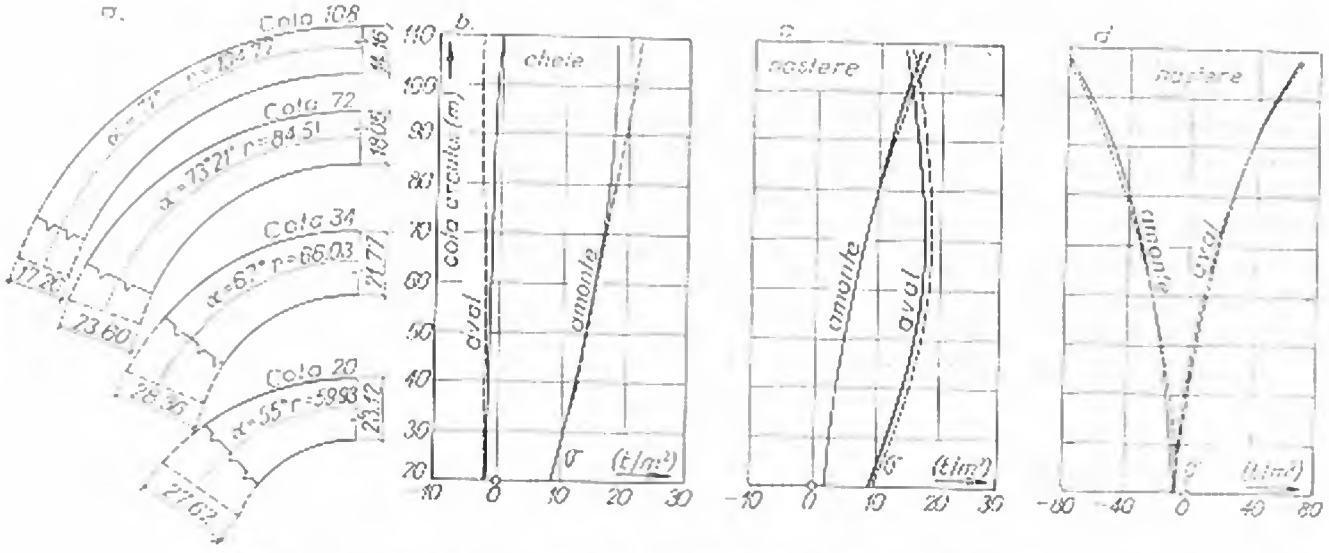


Fig. 3-79. Eforturi provocate de inerția masei betonului în arcele barajului Vidraru:
a — arce studiate; *b* — cutremur perpendicular pe coardă, eforturi la cheie; *c* — cutremur perpendicular pe coardă, eforturi la naștere; *d* — cutremur paralel cu coarda, eforturi la naștere.

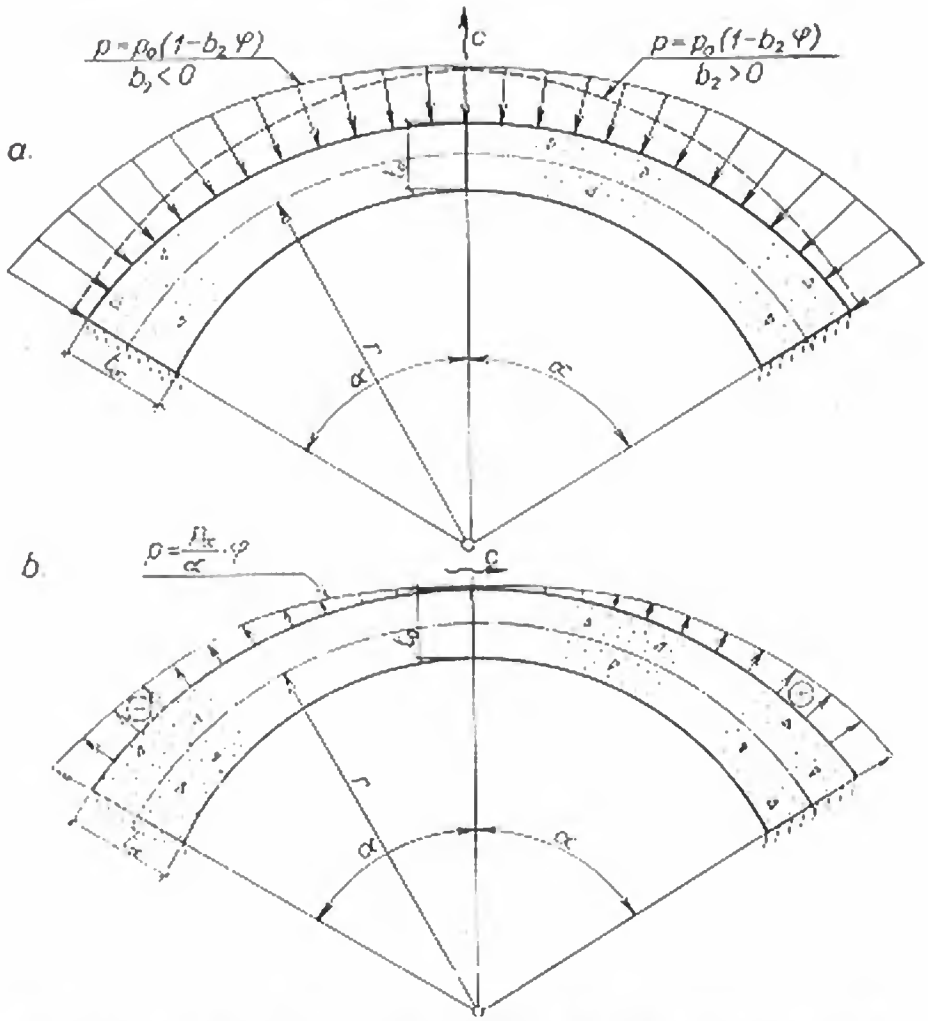


Fig. 3-80. Scheme de calcul pentru un arc de grosime variabilă solicitat de presiunea provocată de:
a — cutremur perpendicular pe coardă; *b* — cutremur paralel cu coarda.

În cazul cutremurului paralel cu coarda se consideră că presiunea hidrodinamică are efect de sucțiune pe jumătatea arcului din stînga și efect de apăsare pe jumătatea arcului din dreapta (fig. 3-80, *b*).

Expresiile eforturilor de la naşteri sînt de forma:

$$\sigma_{a,c} = p\sigma'_{a,c}, \tag{61}$$

unde $\sigma'_{a,c}$ este un efort specific care depinde de rapoartele t_0/r, t_α/r şi de unghiul α, iar p este suprapresiunea care acţionează la cheia arcului (cazul cutremurului perpendicular pe coardă), sau suprapresiunea care acţionează la naşterea arcului (cazul cutremurului paralel cu coarda).

Calculele efectuate pentru arcele barajului Vidraru, pentru un cutremur cu raportul $\frac{c}{g} = 0{,}05$ (fig. 3-81), în ipoteza arcelor de grosime variabilă (linie

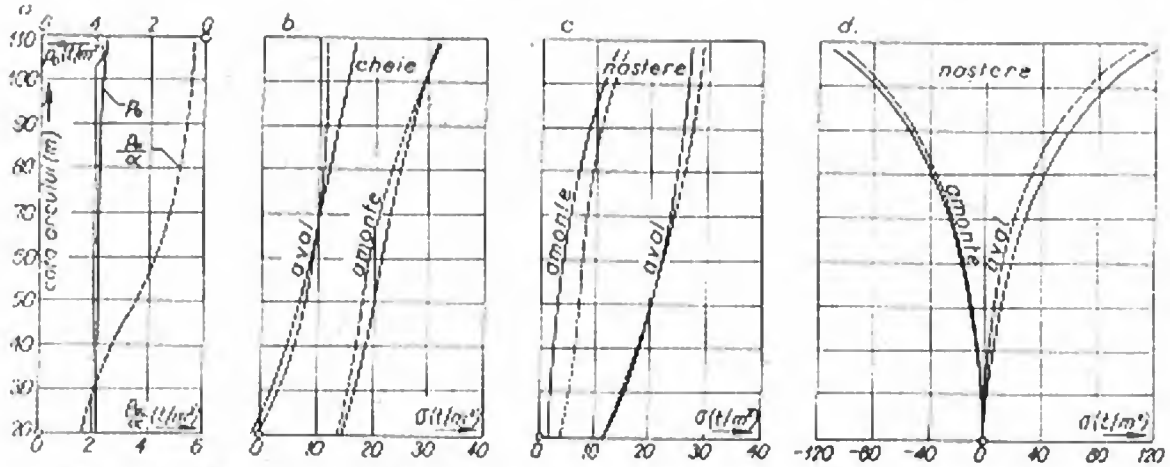


Fig. 3-81. Eforturi provocate de inerția apei reținute, în arcele barajului Vidraru:
a — diagrame de presiuni; *b*, *c* — cutremur perpendicular pe coardă; *d* — cutremur paralel cu coarda.

plină) și a arcelor de grosime constantă (linie întreruptă), arată că eforturile cele mai mari sînt provocate de cutremurul paralel cu coarda, arcele subțiri fiind cele mai sensibile.

62. Arce parabolice

Se consideră un arc parabolic, cu axa definită geometric ca în figura 3-82, *a*:

$$y_1 = \frac{4f}{L^2} x_1^2 = \frac{4K}{L} x_1^2, \tag{62}$$

unde K este raportul între săgeata arcului f și deschiderea văii L, iar $x_1 O y_1$, este sistemul de referință.

Se admite că grosimea arcului variază după legea:

$$t_0 = t \sqrt[3]{\cos\varphi - \left(A + B \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right) \sin\varphi}, \tag{63}$$

în care φ este unghiul dintre tangenta la fibra medie și axa $O_1 x_1$ într-un punct curent, iar A și B sînt parametrii care introduc diverse forme de variație a grosimii.

Presiunea care acționează pe extradosul arcului se consideră că variază după legea:

$$\bar{p} = \bar{p}_0 \left[\cos\varphi - \left(C + D \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right) \sin\varphi\right], \tag{64}$$

unde C și D sînt parametrii care permit schimbarea formei de variație a presiunii.

În lucrarea amintită [16] se determină, pe schema din figura 3-82, *b* eforturile din arcul parabolic ca urmare a acțiunii presiunii, redusă la nivelul fibrei medii a arcului și a variațiilor de temperatură.

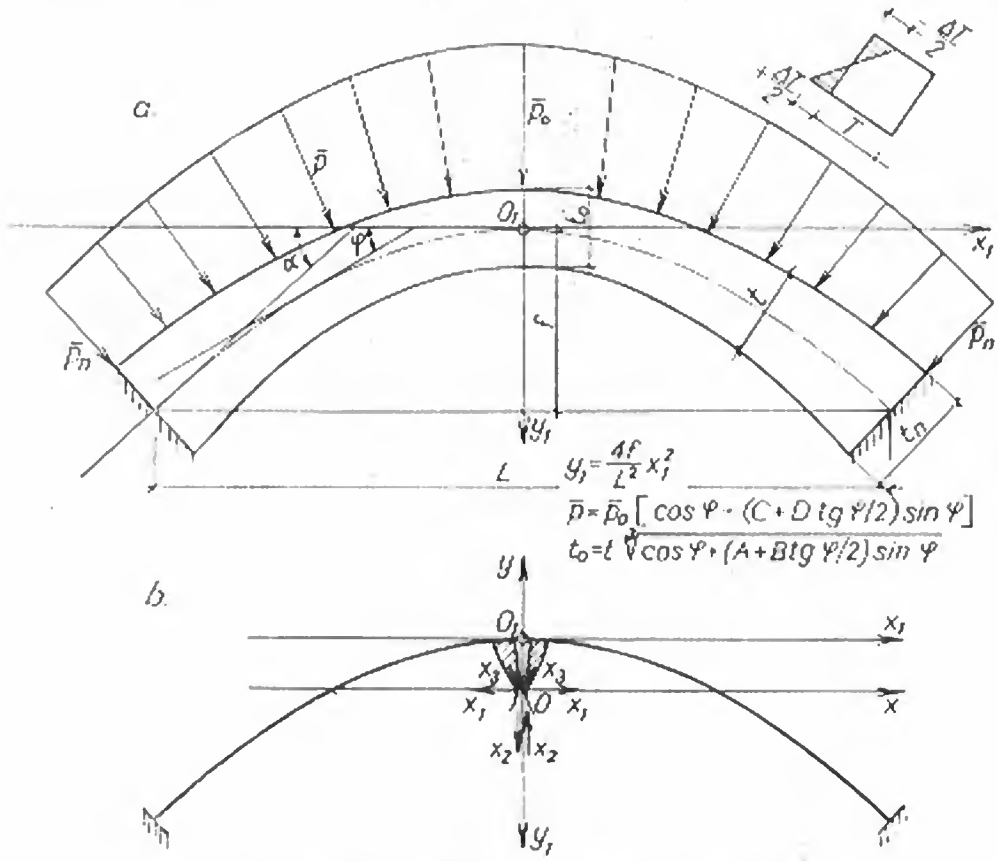


Fig. 3-82. Schemă de calcul pentru un arc parabolic:
a — definirea geometrică; *b* — forma de bază.

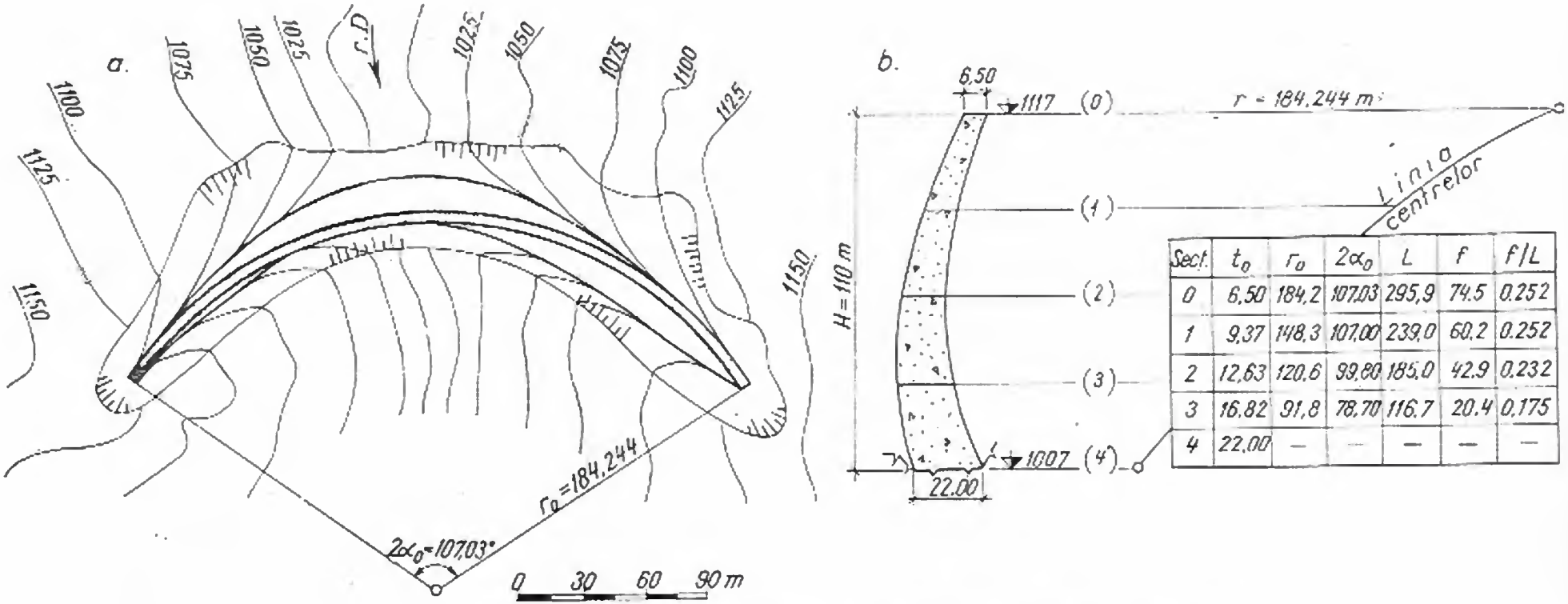
Deoarece rezolvarea analitică a problemei nu a fost posibilă, s-au rezolvat prin integrare numerică următoarele cazuri: arc parabolic de secțiune constantă ($t = t_0$) sau variabilă ($t = t_0/\sqrt[3]{\cos\varphi}$), acționat de presiune constantă ($p = p_0$) sau variabilă ($p = p_0 \cos\varphi$), în toate combinațiile posibile și de variații de temperatură (T) și (ΔT).

Comparînd rezultatele calculelor efectuate cu cele corespunzătoare unor arce circulare echivalente, au rezultat o serie de concluzii. Astfel, sub acțiunea presiunii se constată că:

— la același raport K arcele parabolice transmit mai avantajos împingerile la versanți, unghiul de atac al curbelor de nivel fiind mai mare în cazul arcelor parabolice;

— la același raport K și același efort maxim de compresiune, arcele parabolice necesită un volum suplimentar de beton în comparație cu arcele circulare; în cazul arcelor groase ($t_0/L \geq 0{,}2$) volumele de beton devin practic egale.

În figurile 3-83 și 3-84 se prezintă o variantă de aplicare a arcelor parabolice la barajul *Pecineagu* ($H = 110$ m). Aceste arce sînt echivalente cu cele circulare din varianta de bază, avînd grosimea identică, constantă și același raport K.



Sect.	t_0	r_0	$2\alpha_0$	L	f	f/L
0	6,50	184,2	107,03	295,9	74,5	0,252
1	9,37	148,3	107,00	239,0	60,2	0,252
2	12,63	120,6	99,80	185,0	42,9	0,232
3	16,82	91,8	78,70	116,7	20,4	0,175
4	22,00	—	—	—	—	—

Fig. 3-83. Variantă cu arce parabolice la barajul Pecineagu:
a — vedere în plan; *b* — secțiune maestră și caracteristici de trasare.

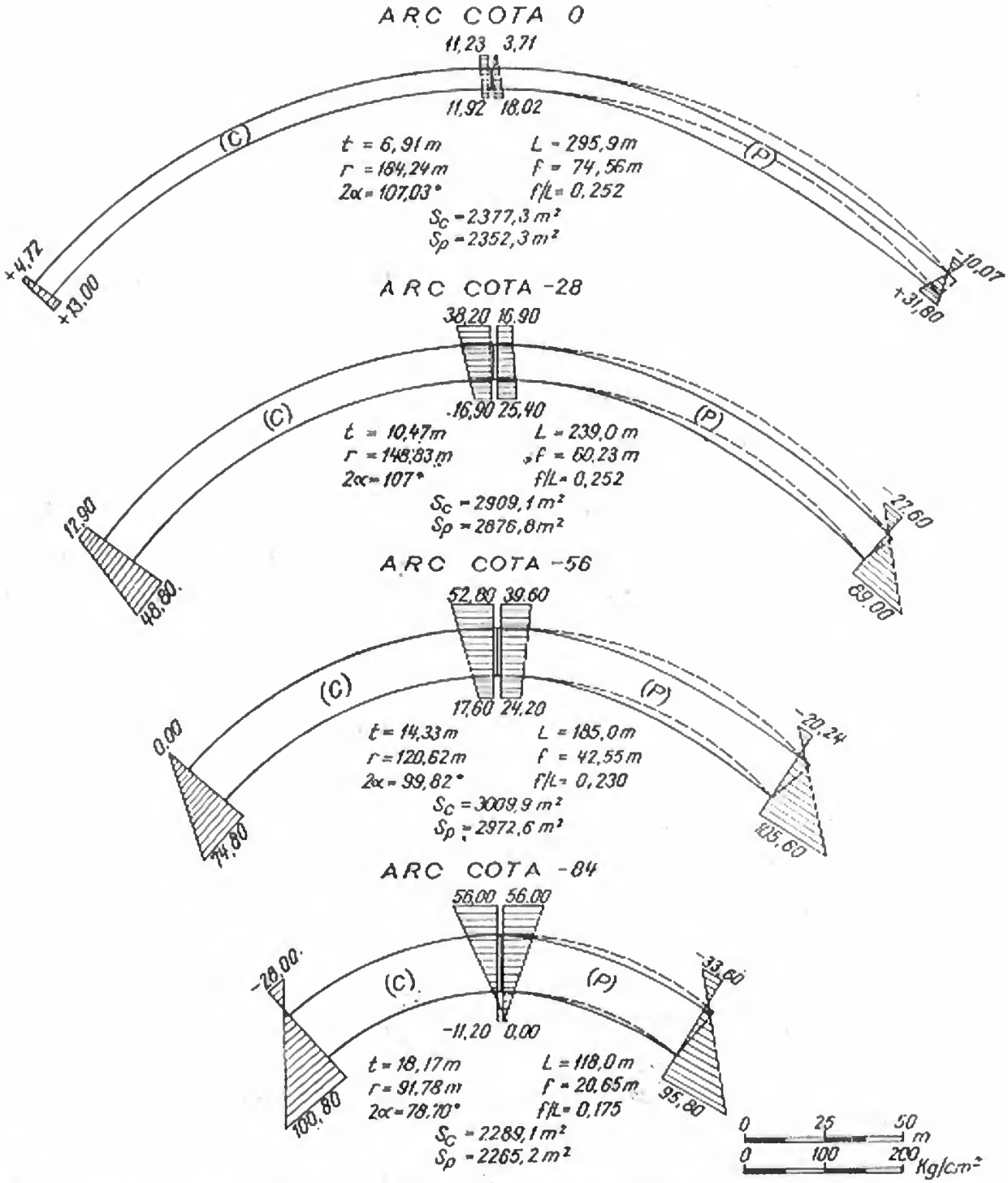


Fig. 3-84. Eforturi în arcele barajului Pecineagu, în ipoteza trasării circulare *C* și în ipoteza trasării parabolice *P*.

Partea din presiunea hidrostatică totală care revine arcelor circulare și parabolice s-a evaluat admițînd o repartiție identică în secțiunea maestră în cele două cazuri analizate, prin analogie cu alte lucrări. Pe arce presiunea s-a considerat constantă în ambele variante.

Se constată că barajul realizat din arce circulare are un volum de beton de 295 000 m³, iar cel realizat din arce parabolice de 288 000 m³. În arcele parabolice efortul maxim de compresiune este însă cu 30% mai mare decît cel din arcele circulare, iar efortul maxim de tensiune cu 15% mai mare. Aceste concluzii comportă schimbări în favoarea arcelor parabolice, în cazul comparării arcelor de grosime variabilă.

Sub acțiunea variațiilor de temperatură se constată că:

— la variații uniforme de temperatură (T), la arcele parabolice se încarcă cheia și se descarcă naștelile, spre deosebire de arcele circulare; acest efect este proporțional cu rapoartele $\frac{t_0}{L}$, $\frac{f}{L}$ și $\frac{t}{t_0}$;

— la diferențe de temperatură (ΔT), arcele parabolice de secțiune constantă sînt solicitate de eforturi practic egale cu:

$$\sigma_{a/m}^{a/c} = \pm 0{,}5\, E\omega\, \Delta T, \tag{65}$$

în timp ce la arcele de grosime variabilă apar abateri de la valorile (65), cuprinse între — 5 și + 15%, pentru eforturile de compresiune.

§ 16. METODA REZERVORULUI

Această metodă de calcul, dezvoltată de *F. Tölke* [8], se referă la barajele arcuite cilindrice, de secțiune triunghiulară. Ca structură, barajul se consideră a fi un perete de rezervor închis, neglijîndu-se în consecință efectul încastrărilor laterale ale arcelor.

63. Determinarea ecuației diferențiale de bază

Desprinzînd din corpul barajului un element de înălțime Δz și unghi la centru $\Delta\varphi$ (fig. 3-85), se fac următoarele notații:

M — momentul de încovoiere după verticală, în tm/m inel;

M_φ — momentul de încovoiere inelar, considerat constant;

N — forța normală inelară, în t/m vertical;

Q — forța tăietoare, în t/m inel.

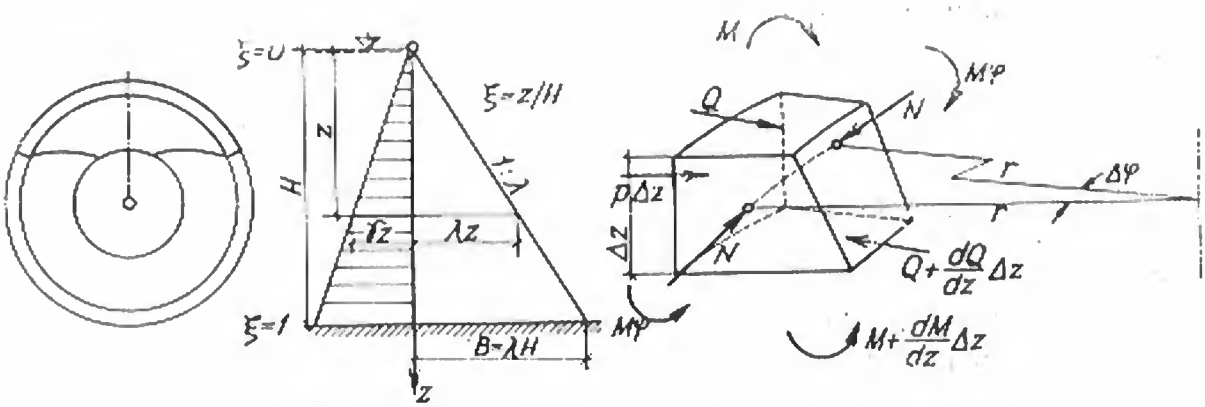


Fig. 3-85. Schemă de calcul pentru metoda rezervorului.

Scriind echilibrul forțelor în plan orizontal, după bisectoarea unghiului $\Delta\varphi$ (fig. 3-86), rezultă:

$$p\,\Delta z\,r\,\Delta\varphi = 2N\,\Delta z \sin\frac{\Delta\varphi}{2} + \frac{dQ}{dz}\,\Delta z\,r\,\Delta\varphi$$

și aproximînd $\sin\frac{\Delta\varphi}{2} \approx \frac{\Delta\varphi}{2}$,

$$p = \frac{N}{r} + \frac{dQ}{dz}. \tag{66}$$

Înlocuind forța tăietoare cu expresia $Q = \frac{dM}{dz}$, relația (66) devine:

$$p = \frac{N}{r} + \frac{d^2M}{dz^2}. \tag{67}$$

Se introduce ca parametru deplasarea orizontală radială w și se exprimă N și M din ecuația (67) funcție de w.

Forța normală este:

$$N = \sigma_\varphi A = \varepsilon E \lambda z.$$

Din egalitatea:

$$2\pi(r + w) = 2\pi r(1 + \varepsilon),$$

deformația specifică rezultă $\varepsilon = w/r$ și deci:

$$N = \frac{w}{r} E \lambda z. \tag{68}$$

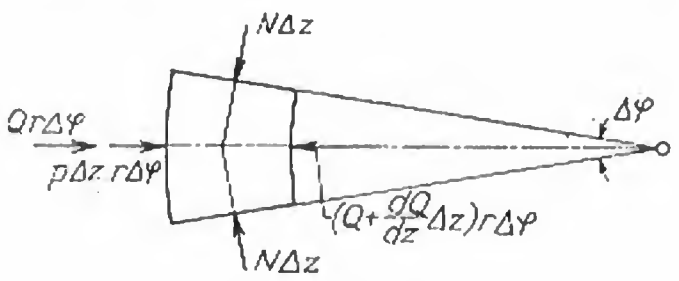


Fig. 3-86. Forțele orizontale care acționează asupra unui element.

Momentul încovoietor se înlocuiește cu expresia cunoscută de la teoria plăcilor curbe:

$$M = \frac{EI}{1-\mu^2}\frac{d^2w}{dz^2} = \frac{1}{12}\frac{E\lambda^3 z^3}{1-\mu^2}\frac{d^2w}{dz^2}, \tag{69}$$

unde $\frac{EI}{1-\mu^2}$ reprezintă rigiditatea la încovoiere a plăcii și $\mu \approx 1/6$, coeficientul lui Poisson.

Introducînd expresia forței normale și a momentului încovoietor în ecuația (67) și înlocuind presiunea hidrostatică $p = \gamma z$, se obține:

$$\gamma z = E\lambda z\frac{w}{r^2} + \frac{E\lambda^3}{12(1-\mu^2)}\frac{d^2}{dz^2}\left(z^3\frac{d^2w}{dz^2}\right), \tag{70}$$

sau:

$$\frac{d^2}{dz^2}\left(z^3\frac{d^2w}{dz^2}\right) + \frac{12(1-\mu^2)}{\lambda^2 r^2}zw - \frac{12\gamma(1-\mu^2)}{E\lambda^3}z = 0. \tag{70'}$$

dar:

$$\frac{d^2}{dz^2}\left(z^3\frac{d^2w}{dz^2}\right) = z^3\frac{d^4w}{dz^4} + 6z^2\frac{d^3w}{dz^3} + 6z\frac{d^2w}{dz^2}$$

și ecuația (70') devine:

$$\frac{d^4w}{dz^4} + \frac{6}{z}\frac{d^3w}{dz^3} + \frac{6}{z^2}\frac{d^2w}{dz^2} + \frac{12(1-\mu^2)}{\lambda^2 r^2 z^2}w - \frac{12\gamma(1-\mu^2)}{E\lambda^3 z^3} = 0 \tag{71}$$

64. Soluția generală

Soluția generală a acestei ecuații diferențiale de ordinul patru, cu coeficienți variabili, se poate da sub forma:

$$w = \frac{r^2\gamma H}{EB} + \sqrt{\frac{H}{z}}\left[C_1 I_{11}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right) + C_2 I_{12}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right) + C_3 G_{11}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right) + C_4 G_{12}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right)\right], \tag{72}$$

în care:

I_{11} și I_{12} sînt funcții cilindrice de ordinul I (Bessel),

G_{11} și G_{12} sînt funcții cilindrice de ordinul II (Hankel).

$$\omega = \frac{4H^2}{Br}\sqrt{12(1-\mu^2)} \approx \frac{41}{3}\frac{H^2}{Br}.$$

Constantele de integrare C_1, C_2, C_3, C_4 se determină punînd condițiile de margine ale problemei. Astfel, în cazul unei încastrări perfecte în fundație, acestea sînt:

— în fundație ($z = H$):

$$w = 0; \quad \frac{dw}{dz} = 0;$$

— la coronament ($z = 0$):

$$M = 0; \quad Q = 0.$$

Înlocuind constantele astfel determinate în expresia (72) a lui w, se obține:

$$w = \frac{\gamma r^2 H}{EB}\left[1 - k_1 \frac{I_{11}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right)}{\sqrt{\frac{z}{H}}} - k_2 \frac{I_{12}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right)}{\sqrt{\frac{z}{H}}}\right] = \frac{\gamma r^2 H}{EB} A_1(\omega, \zeta) \tag{73}$$

unde k_1 și k_2 sînt niște mărimi constante în care figurează funcțiile cilindrice, iar $\zeta = z/H$ este ordonata relativă a unei secțiuni oarecare.

65. Determinarea eforturilor

Expresiile forței normale N și momentul încovoietor se obțin înlocuind pe w și pe $\frac{d^2w}{dz^2}$ din relațiile (68) și (69). Împărțind apoi forța normală la secțiunea asupra căreia acționează $(1 + \lambda z)$, se obține expresia efortului inelar de compresiune σ_φ; împărțind momentul la modulul de rezistență corespunzător $\lambda^2 z^2/6$, se obține expresia efortului de încovoiere σ_i:

$$\sigma_\varphi = \frac{\gamma r H}{B}\left[1 - k_1 \frac{I_{11}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right)}{\sqrt{\frac{z}{H}}} - k_2 \frac{I_{12}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right)}{\sqrt{\frac{z}{H}}}\right] = \frac{\gamma r H}{B} A_1(\omega, \zeta) \tag{74}$$

$$\sigma_i = \pm \frac{72}{41} \frac{\gamma r H}{B}\left[k_1 \frac{I_{21}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right)}{\sqrt{\frac{z}{H}}} - k_2 \frac{I_{22}\left(\sqrt{\frac{\omega z}{H}}\right)}{\sqrt{\frac{z}{H}}}\right] = \pm \frac{72}{41} \frac{\gamma r H}{B} A_2(\omega, \zeta) \tag{75}$$

66. Considerații asupra eforturilor inelare

Se observă că dacă s-ar admite că barajul nu ar fi încastrat la bază și că, prin urmare, ar acționa liber, ca peretele unui rezervor sau al unei conducte subțiri, efortul inelar ar fi în acest caz:

$$\sigma_r = \frac{pr}{\lambda z} = \frac{\gamma z r}{\lambda z} = \frac{\gamma r}{\lambda} = \frac{\gamma r H}{B},$$

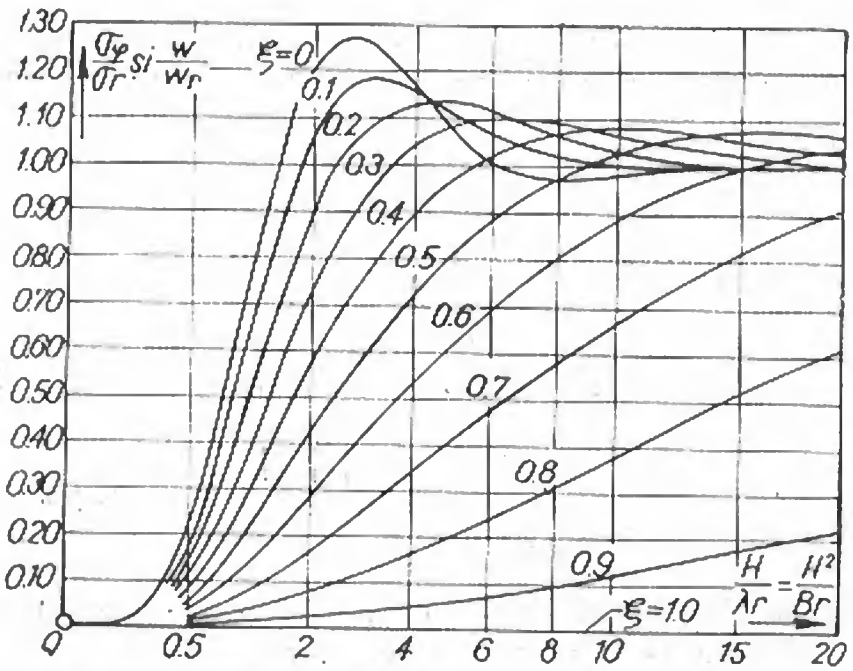


Fig. 3-87. Variația rapoartelor σ_φ/σ_r și w/w_r cu H^2/Br.

și deci expresia (74) a efortului inelar efectiv se mai poate scrie sub forma:

$$\sigma_\varphi = \sigma_r A_1(\omega, \zeta). \tag{76}$$

În aceeași ipoteză a peretelui liber de rezervor, deplasarea radială va fi:

$$w_r = \varepsilon r = \frac{\sigma_r}{E} r = \frac{\gamma r^3 H}{EB}$$

și deci expresia (73) a deplasării radiale efective se mai poate scrie sub forma:

$$w = w_r A_1(\omega, \zeta). \tag{77}$$

Cantitatea $A_1(\omega, \zeta) = \sigma_\varphi/\sigma_r = w/w_r$ se poate calcula numeric și reprezenta pentru diverse valori $\zeta = z/H$, ca în figura 3-87.

Față de aspectul curbelor și de cifrele indicate, se pot trage următoarele concluzii:

— eforturile inelare efective σ_φ sînt o cotă parte din eforturile σ_r; acest lucru se explică prin faptul că o parte din presiunea hidrostatică este preluată și după verticală, datorită încastrării la bază a structurii;

— în regiunea superioară a barajului, eforturile inelare sînt mai mari decît în cea inferioară, unde acțiunea în planuri orizontale este mai redusă;

— ca și eforturile inelare, deplasările radiale efective w sînt o cotă parte din deplasările w care s-ar produce dacă barajul ar acționa ca peretele unui rezervor.

67. Considerații asupra eforturilor verticale

În ipoteza în care barajul studiat ar avea raza de curbură infinită ($r = \infty$) și ca urmare s-ar comporta ca un baraj de greutate, într-o secțiune situată la cota z sub nivelul apei se pot exprima:

momentul încovoietor: $M = \frac{1}{6}\gamma z^3$;

modulul rezistent: $W = \frac{1}{6}\lambda^2 z^2$;

eforturile amonte și aval: $\sigma_\infty = \pm \frac{M}{W} = \pm \frac{\gamma}{\lambda^2} z = \pm \frac{\gamma H^2}{B^2} z.$

Pentru a putea exprima efortul efectiv de încovoiere σ_i funcție de σ_∞ se observă că:

$$\frac{\gamma H}{B} = \frac{\sigma_\infty}{z} \frac{B}{H}$$

și deci:

$$\sigma_i = \pm \frac{72}{41} \frac{\sigma_\infty}{z} r \frac{B}{H} A_2(\omega, \zeta),$$

iar din expresia lui ω: $\frac{Br}{H} = \frac{41}{3} \frac{H}{\omega}$,

astfel încît:

$$\sigma_i = \pm \sigma_\infty \frac{24H}{z\omega} A_2(\omega, \zeta). \tag{78}$$

Raportul $\frac{\sigma_i}{\sigma_\infty} = \frac{24H}{z\omega} A_2(\omega, \zeta)$ a fost calculat numeric și reprezentat pentru diverse valori $\zeta = z/H$, ca în figura 3-88. Față de aspectul curbelor și de cifrele indicate se pot trage următoarele concluzii:

— eforturile de încovoiere efective σ_i sînt o cotă parte din eforturile σ_∞ deoarece o parte din presiunea hidrostatică este preluată și după orizontală, de către inelele componente;

— în regiunea inferioară a barajului, eforturile de încovoiere sînt mai mari decît în cea superioară, unde acțiunea în planuri orizontale este mai puternică;

— în regiunea superioară a barajului, în anumite cazuri arcele se încarcă mai mult decît este necesar, realizînd o rezemare elastică pentru consolele verticale; acestea sînt solicitate de compresiuni în amonte și de tensiuni în aval, adică invers decît în cazul unui baraj de greutate obișnuit;

— eforturile de încovoiere mari care rezultă pentru valori $0 < \frac{H^2}{Br} < 0{,}5$, mijlocii pentru valori $0{,}5 < \frac{H^2}{Br} < 8{,}0$ și reduse pentru valori $\frac{H^2}{Br} > 8{,}0$ justifică

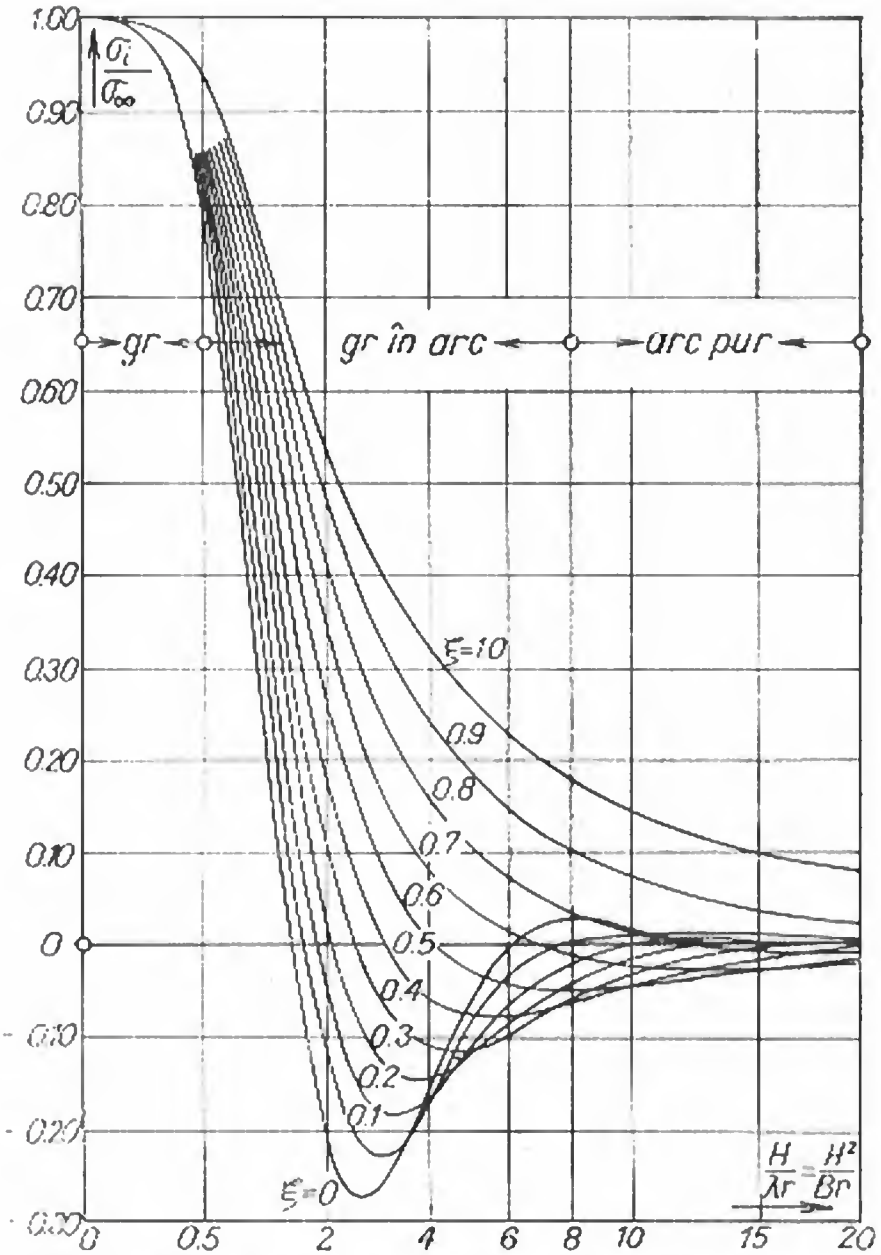


Fig. 3-88. Variația raportului σ_i/σ_∞ cu H^2/Br.

clasificarea convențională în baraje de greutate, baraje de greutate în arc și respectiv baraje în arc.

Eforturile inelare și de încovoiere calculate mai sus se datoresc presiunii hidrostatice. La eforturile de încovoiere se suprapun eforturile provocate de greutatea proprie a barajului și de subpresiuni. În cazul unui profil triunghiular cu paramentul amonte vertical, s-a arătat la barajele de greutate că acestea sînt:

$$\begin{aligned} &\text{(amonte)}\quad \sigma = \gamma_b' z; \\ &\text{(aval)}\quad \sigma = 0. \end{aligned} \tag{79}$$

68. Influența curburii asupra eforturilor

Pentru un baraj de 80 m înălțime s-au făcut dimensionări pentru diverse raze de curbură, punînd condiția ca efortul maxim de încovoiere să fie de 15,40 kg/cm². S-a ținut seama de rezemarea elastică a barajului, prelungindu-l în mod fictiv în fundație cu 45% din grosimea de bază (artificiul lui Vogt). Rezultatele calculelor, schițate în figura 3-89 conduc la următoarele constatări:

— în cazul barajului de greutate obișnuit ($r = \infty$), eforturile inelare σ_φ sînt nule, iar deplasările w sînt maxime;

— cu cît curbura crește, eforturile inelare cresc, iar deplasările scad;

— cînd curbura este mare și profilul zvelt, eforturile σ_t își schimbă semnul în regiunea superioară, iar eforturile inelare, ca și deplasările, sînt maxime mai jos de coronament;

— cu cît curbura este mai mare, economia de material pe metru liniar (care variază proporțional cu λ) este mai mare.

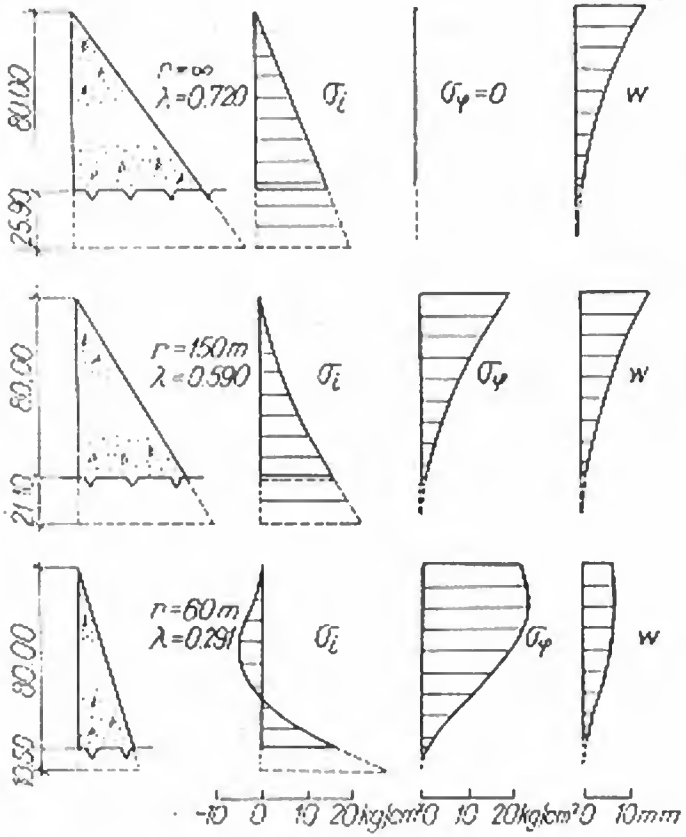


Fig. 3-89. Efectul curburii asupra comportării unui baraj arcuit.

§ 17. METODA EGALĂRII DEPLASĂRILOR ÎN SECȚIUNEA MAESTRĂ

69. Generalități

În cadrul acestei metode, sarcina hidrostatică se împarte între arce și console, punînd condiția ca în secțiunea maestră deplasările radiale din punctele comune să fie egale. La fel se distribuie și presiunile normale pe extrados provenite din echivalarea solicitărilor termice. Metoda se aplică cu suficientă exactitate la barajele simetrice în raport cu secțiunea maestră, sau la cele care prezintă o ușoară asimetrie.

Ipoteza admisă consideră că repartiția unei presiuni continue de orice tip, determinată în secțiunea maestră, se menține și în celelalte secțiuni verticale. Rezultă că arcele analizate sînt încărcate cu o sarcină constantă pe extrados, provenită din repartiția sarcinii totale de la cota respectivă.

70. Dezvoltarea în diferențe finite a ecuației fibrei medii

R. Prișcu [17] pornește de la ecuația diferențială a fibrei medii deformate a secțiunii maestre, fibră medie considerată verticală în starea inițială:

$$\frac{d^2w}{dz^2} = \frac{M}{EI} + \frac{\varphi}{GA}\frac{dQ}{dz}, \tag{80}$$

în care:

w — deplasarea radială orizontală;
z — ordonata curentă;
M — momentul încovoietor într-o secțiune oarecare;
Q — forța tăietoare;
A — suprafața secțiunii;
E — modulul de elasticitate al betonului;
G — modulul de tăiere;
φ — raportul dintre efortul de alunecare în centrul unei secțiuni și efortul de alunecare mediu.

Deoarece încărcarea care revine consolei din presiunea de la extrados este continuă, forța tăietoare este de asemenea o funcție continuă. Ea poate fi derivată în raport cu variabila z:

$$\frac{dQ}{dz} = p_e, \tag{81}$$

Ecuația fibrei medii deformate devine în acest caz:

$$\frac{d^2w}{dz^2} = \frac{M}{EI} + \frac{\varphi p_e}{GA},$$

sau

$$M = EI\left(\frac{d^2w}{dz^2} - \frac{\varphi p_e}{GA}\right). \tag{82}$$

Împărţind consola în n intervale egale, de înălţime $h = H/n$ (fig. 3-90) se scrie ecuaţia fibrei medii în diferenţe finite în secţiunile (0), (1) ... (i) ... (n), după cum urmează:

$$
\begin{aligned}
&(0) \qquad M_0 = EI_0\left[\frac{1}{h^2}(w_{-1} - 2w_0 + w_1) - \frac{\varphi p_{c,0}}{GA_0}\right];\\
&(1) \qquad M_1 = EI_1\left[\frac{1}{h^2}(w_0 - 2w_1 + w_2) - \frac{\varphi p_{c,1}}{GA_1}\right];\\
&\vdots\\
&(i) \qquad M_i = EI_i\left[\frac{1}{h^2}(w_{i-1} - 2w_i + w_{i+1}) - \frac{\varphi p_{c,i}}{GA_i}\right];\\
&\vdots\\
&(n) \qquad M_n = EI_n\left[\frac{1}{h^2}(w_{n-1} - 2w_n + w_{n+1}) - \frac{\varphi p_{c,n}}{GA_n}\right].
\end{aligned}
\tag{83}
$$

71. Expresiile momentelor

Un al doilea grup de ecuaţii se obţine scriind expresiile momentelor în funcţie de sarcinile necunoscute care revin consolei: $p_{c,0}, p_{c,1}, \ldots p_{c,i}, \ldots p_{c,n}$. În acest scop, se aproximează, că aceste sarcini variază liniar pe un interval de înălţime h. Pentru uşurinţă, trapezele respective se împart în cîte două triunghiuri componente (fig.3-90). Rezultă succesiv:

$$
\begin{aligned}
&M_0 = 0;\\
&M_1 = \frac{h^2}{6}(2p_{c,0} + p_{c,1});\\
&M_2 = \frac{h^2}{6}(5p_{c,0} + 6p_{c,1} + p_{c,2});\\
&\vdots\\
&M_i = \frac{h^2}{6}[(3i-1)p_{c,0} + 6(i-1)p_{c,1} + 6(i-2)p_{c,2} + \ldots + 6p_{c,i-1} + p_{c,i}];\\
&\vdots\\
&M_n = \frac{h^2}{6}[(3n-1)p_{c,0} + 6(n-1)p_{c,1} + 6(n-2)p_{c,2} + \ldots + 6p_{c,n-1} + p_{c,n}].
\end{aligned}
\tag{84}
$$

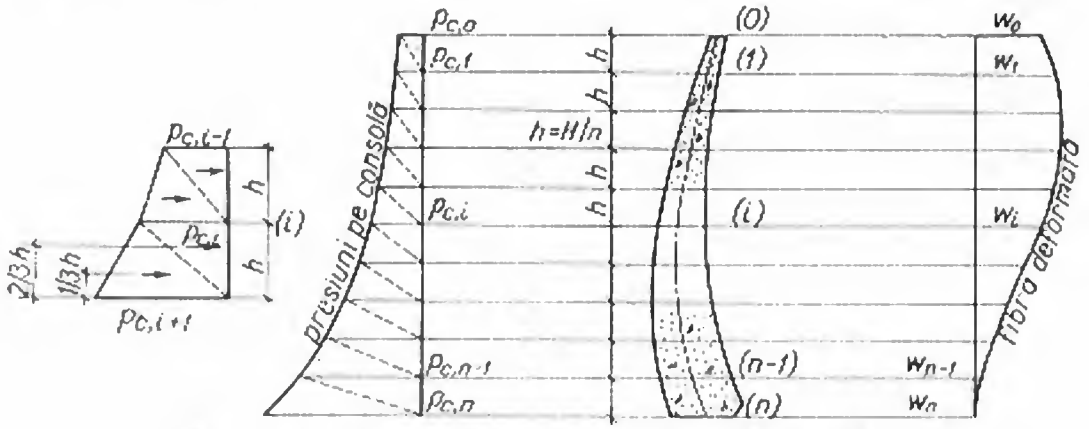


Fig. 3-90. Schemă de calcul pentru secţiunea centrală.

72. Relații între presiuni

Cunoscînd că deplasarea radială (w_i) în secțiunea de la cheie a unui arc (i), încărcat uniform la extrados cu presiunea $p_{a,i}$, se poate exprima, indiferent de faptul că grosimea arcului este constantă sau variabilă, sub forma generală:

$$w_i = p_{a,i}\frac{a_i}{E} \quad \text{și deci} \quad p_{a,i} = \frac{Ew_i}{a_i}, \tag{85}$$

unde coeficientul a_i este funcție numai de elementele geometrice, se poate scrie un al treilea grup de ecuații, în care se arată că presiunea $p_{c,i}$, care revine consolei la un nivel (i) este egală cu diferența dintre presiunea totală de la extrados p_i și presiunea care revine arcului $p_{a,i}$:

$$\begin{aligned}
&(0)\quad p_{c,0} = p_0 - \frac{Ew_0}{a_0};\\
&(1)\quad p_{c,1} = p_1 - \frac{Ew_1}{a_1};\\
&\vdots\\
&(i)\quad p_{c,i} = p_i - \frac{Ew_i}{a_i};\\
&\vdots\\
&(n)\quad p_{c,n} = p_n - \frac{Ew_n}{a_n}.
\end{aligned} \tag{86}$$

73. Sistemul general de ecuații

Deplasările radiale ale consolei care intervin în expresiile momentelor (83) trebuie să fie egale cu cele ale arcelor, care figurează în relațiile (86). Legătura între grupurile (83), (84) și (86) formează un sistem de $(3n + 3)$ ecuații cu $(3n + 5)$ necunoscute: $(n + 1)$ necunoscute M_i, $(n + 3)$ necunoscute w_i și $(n + 1)$ necunoscute $p_{c,i}$.

Pentru a se limita la maximum cinci numărul necunoscutelor (w) care vor figura în ecuațiile sistemului final, se scrie în prealabil un sistem echivalent grupului (84) de forma:

$$(84,\ i+1) - 2(84,\ i) + (84,\ i-1)$$

și anume:

$$\begin{aligned}
&(0)\qquad M_1 - 2M_0 = \frac{h^2}{6}(2p_{c,0} + p_{c,1});\\
&(1)\qquad M_2 - 2M_1 + M_0 = \frac{h^2}{6}(p_{c,0} + 4p_{c,1} + p_{c,2});\\
&\vdots\\
&(i)\qquad M_{i-1} - 2M_i + M_{i-1} = \frac{h^2}{6}(p_{c,i-1} + 4p_{c,i} + p_{c,i+1});\\
&\vdots\\
&(n-1)\qquad M_n - 2M_{n-1} + M_{n-2} = \frac{h^2}{6}(p_{c,n-2} + 4p_{c,n-1} + p_{c,n}).
\end{aligned} \tag{87}$$

În acest sistem de ecuații se înlocuiesc momentele cu expresiile lor în funcție de deplasări, conform grupului (83), iar presiunile pe consolă în funcție de deplasări, conform grupului (86). Trecînd deplasările în membrul întîi și presiunile în membrul al doilea, cu notațiile $k_i = h^4 i/6\, a_i$ și $l_i = \varphi h^2 E I_i / a_i G A_i$, se obține sistemul general de (n) ecuații cu ($n - 3$) necunoscute:

$$
\begin{aligned}
(0)\quad & -2I_0 w_{-1} + (4I_0 + I_1 + 2k_0 - 2l_0)\, w_0 - (2I_0 + 2I_1 - k_1 - l_1)\, w_1 + \\
& + I_1 w_2 = \frac{h^4}{6E}(2p_0 + p_1) + \frac{1}{E}[(alp)_1 - 2(alp)_0] \\
(1)\quad & I_0 w_{-1} - (2I_0 + 2I_1 - k_0 - l_0)\, w_0 + (I_0 + 4I_1 + I_2 + \\
\vdots\quad & + 4k_1 - 2l_1)\, w_1 - (2I_1 + 2I_2 - k_2 - l_2)\, w_2 + I_2 w_3 = \\
& = \frac{h^4}{6E}(p_0 + 4p_1 + p_2) + \frac{1}{E}[(alp)_0 - 2(alp)_1 + (alp)_2] \\
\vdots\quad & \\
(i)\quad & I_{i-1} w_{i-2} - (2I_{i-1} + 2I_i - k_{i-1} - l_{i-1})\, w_{i-1} + (I_{i-1} + 4I_i + \\
\vdots\quad & + I_{i+1} + 4k_i - 2l_i)\, w_i - (2I_i + 2I_{i+1} - k_{i+1} - l_{i+1})\, w_{i+1} + \\
& + I_{i+1} w_{i+2} = \frac{h^4}{6E}(p_{i-1} + 4p_i + p_{i+1}) + \\
& + \frac{1}{E}[(alp)_{i-1} - 2(alp)_i + (alp)_{i+1}] \\
\vdots\quad & \\
(n-1)\quad & I_{n-2} w_{n-3} - (2I_{n-2} + 2I_{n-1} - k_{n-2} - l_{n-2})\, w_{n-2} + (I_{n-2} + 4I_{n-1} + \\
& + I_n + 4k_{n-1} - 2l_{n-1})\, w_{n-1} - (2I_{n-1} + 2I_n - k_n - l_n)\, w_n + \\
& + I_n w_{n+1} = \frac{h^4}{6E}(p_{n-2} + 4p_{n-1} + p_n) + \\
& + \frac{1}{E}[(alp)_{n-2} - 2(alp)_{n-1} + (alp)_n]
\end{aligned}
\tag{88}
$$

74. Condiții de margine

Pentru determinarea celor trei necunoscute suplimentare din sistem w_{-1}, w_0, w_{n+1}, sînt necesare încă trei relații, care se obțin punînd condițiile de margine.

Încastrarea consolei în fundație fiind elastică, problema se poate rezolva în două moduri (după *F. Vogt*):

— fie exprimînd deplasarea radială w_n și rotația fibrei medii funcție de solicitările consolei în secțiunea de fundație (n);

— fie prelungind suprafața mediană a barajului cu $(0{,}30 \ldots 0{,}40)\frac{E_b}{E_s}\, t_i$ în fundație și calculînd un baraj fictiv, perfect încastrat pe contur. În expresia prelungirii, E_s este modulul de elasticitate al rocii, iar t_i grosimea în secțiunea de fundație la nivelul i.

Admițînd cea de a doua cale, care prezintă același grad de aproximație ca restul ipotezelor din metodă, se pun condițiile unei încastrări perfecte în secțiunea (n) și anume:

— deplasarea radială să fie nulă: $w_n = 0$, ceea ce duce conform relațiilor (86) la $p_{c,n} = p_n$;

— rotația fibrei medii să fie nulă: $\frac{dw_n}{dz} = 0$, ceea ce în diferențe finite conduce la:

$$\frac{w_{n+1} - w_{n-1}}{2h} = 0, \tag{89}$$

sau

$$w_{n+1} = w_{n-1}.$$

La coronamentul barajului, în secțiunea (0), momentul încovoietor M_0 este nul. Conform expresiilor (83) această condiție conduce la:

$$w_{-1} = \left(2 - \frac{I_0}{I_0}\right) w_0 - w_1 + \frac{a_0 I_0}{EI_0} p_0. \tag{90}$$

Înlocuind condițiile de margine în sistemul general (88) se obține sistemul final de (n) ecuații cu (n) necunoscute (w_0, w_1 ... w_i, ... w_{n+1}).

În expresia notației I_i din sistem intervine modulul de tăiere G. Acesta poate fi exprimat funcție de modulul de elasticitate E și de μ, coeficientul lui Poisson, sub forma cunoscută $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$. Dacă după recomandările diverșilor autori se admite $\mu = 0{,}20$ și coeficientul $\varphi = 1{,}25$, atunci factorul I_i devine $I_i = \frac{h^2 t_i^2}{4a_i}$. Neglijarea efectului forței tăietoare în ecuații se traduce prin anularea termenilor care conțin factorul I_i.

75. Deplasarea radială a arcelor în secțiunea de la cheie

Pentru calculul deplasărilor radiale ale arcelor în secțiunea de la cheie se utilizează expresia dedusă la paragraful 15, particularizată pentru arce de grosime variabilă, solicitate de presiune constantă la extrados. Pentru legea de variație a grosimilor se admite aceeași relație $t = t_0/\cos a\varphi$. Formula de calcul este:

$$w_s = \frac{p_0 r_1^2}{E t_{0,t}} \left(\frac{\frac{r_1^2}{t_{0,t}^2} Z + 0{,}47 V}{\frac{r_1^2}{t_{0,t}^2} Y + F + 2{,}88 J} K + \frac{Q}{2} \right), \tag{91}$$

în care notațiile sînt cele corespunzătoare formulei (51).

În cazul cînd arcele barajului sînt trasate cu grosimea constantă și sînt solicitate de presiuni constante, formula particularizată se transformă într-o expresie similară cu cea a lui *W. Cain* [15]:

$$w_j = \frac{p_{\alpha,i} r_j^2}{E t_{0,i}} \cdot \frac{(1-\cos\alpha)\left[\left(1+\frac{t_{0,i}^2}{12r_i^2}\right)(\alpha-\sin\alpha)+\frac{2{,}88}{12}\cdot\frac{t_{0,i}^2}{r_i^2}(\alpha+\sin\alpha)\right]}{\left(1+\frac{t_{0,i}^2}{12r_i^2}\right)\left(\alpha+\frac{\sin 2\alpha}{2}\right)-\frac{1-\cos 2\alpha}{\alpha}+2{,}88\frac{t_{0,i}^2}{12r_i^2}\left(\alpha-\frac{\sin 2\alpha}{2}\right)} \quad (92)$$

Factorul $p_{\alpha,i}$ din relația (91) reprezintă presiunea în axul arcului. Deoarece, în calculele de repartizare, grupul de ecuații (88) a fost scris la paramentul barajului, va trebui să se introducă în expresia deplasării radiale (91) presiunea la extrados, deci să se înlocuiască $p_{\alpha,i}$ cu echivalentul său $\frac{r_e}{r} p_{\alpha,i}$.

76. Aplicație practică

Metoda expusă a fost aplicată la calculul unui baraj de 70 m înălțime, cu raza medie la coronament de 115 m și unghiul la centru de 122° (fig. 3-91, *a*). Pentru a se ține seama de rezemarea elastică, barajul a fost prelungit de-a lungul suprafeței de fundație cu aproximativ 45% din grosime. În secțiunea maestră a rezultat o înălțime de 80 m, care a fost împărțită în 10 intervale de cîte 8 m. Calculele au fost efectuate în două variante, ținînd seama de efectul forțelor tăietoare sau neglijîndu-l. Rezultatele calculelor sînt prezentate în figurile 3-91, *b* și *c*.

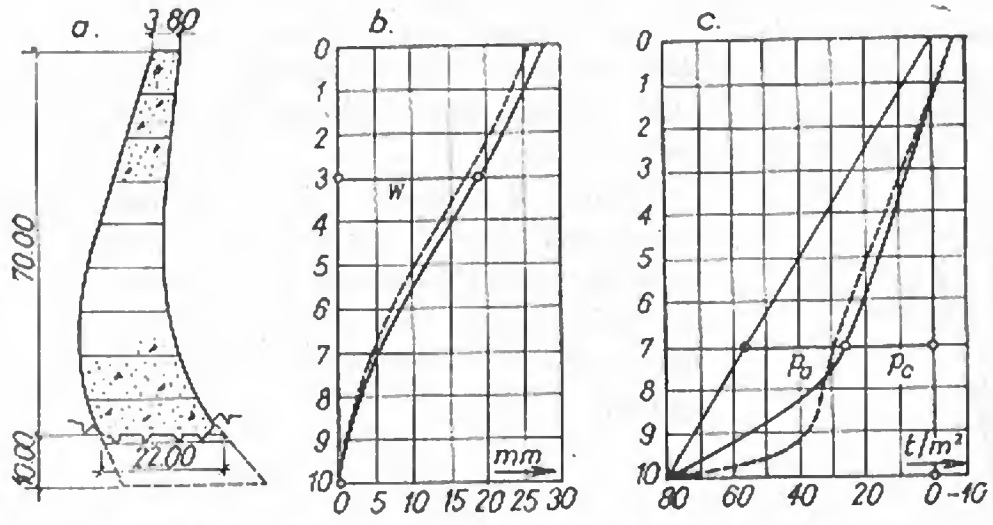


Fig. 3-91. Repartiția sarcinii hidrostatice între arce și console:

a — secțiunea maestră; *b* — deplasări radiale; *c* — repartiții rezultate neglijînd forțele tăietoare (linie punctată) sau ținînd seama de ele (linie plină).

Urmărind aspectul diagramelor, atît pentru deplasările radiale cît și pentru repartiția sarcinii de la extrados, se remarcă influența sporită a forțelor tăietoare în zona inferioară a barajului, acolo unde grosimile sînt mai mari. Neglijarea lor conduce la repartiții eronate, în urma cărora ar rezulta o încărcare exagerată a arcelor inferioare. Concluziile a numeroase calcule numerice arată că pentru barajele mai groase, de tipul celor de greutate în arc, efectul forței tăietoare trebuie neapărat luat în considerație, în timp ce pentru baraje zvelte acest efect se poate neglija.

77. Calculul la variații de temperatură

După cum s-a arătat la paragraful referitor la forțele care acționează asupra barajelor arcuite, într-o secțiune oarecare din baraj diagrama de temperatură este constituită din:

— o temperatură medie T, uniform repartizată pe secțiune;

— o diferență de temperatură ΔT între extremitățile amonte și aval ale secțiunii.

La calculul arcelor subțiri s-au evidențiat solicitările termice produse de temperatura medie T și diferența de temperatură ΔT, în ipoteza că arcele componente ale barajului lucrează independent. În continuare se studiază conlucrarea arcelor cu consola maestră sub acțiunea solicitărilor termice [17].

78. Acțiunea variațiilor uniforme de temperatură

Datorită faptului că în orice secțiune a consolei centrale arcele sînt solidare, deplasarea lor reală la cheie $w(T, r)$ va fi mai mică decît deplasarea $w(T, i)$, care ar apare în ipoteza că ele ar lucra independent (fig. 3-92). Acest fenomen se produce deoarece consola centrală se opune într-o anumită măsură, prin rigiditatea ei, realizării deplasărilor $w(T, i)$.

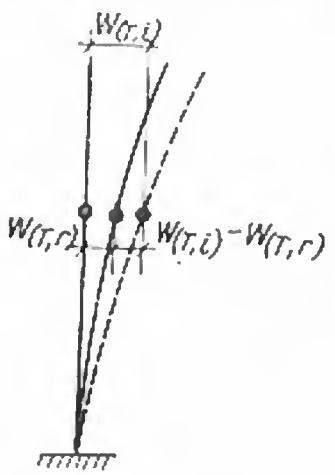


Fig. 3-92. Deplasări în consola centrală.

Pentru determinarea deplasării reale $w(T, r)$ se echivalează efectul variației de temperatură cu efectul unei presiuni hidrostatice $p_e(T)$. Expresia deplasării la cheie a unui arc de grosime variabilă solicitat de o variație uniformă de temperatură T este de forma:

$$w(T) = -\omega T r a(T), \tag{93}$$

după cum rezultă din lucrarea citată [17]. În relația (93) $a(T)$ este funcție de caracteristicile geometrice ale

arcului, r este raza medie, iar ω este coeficientul de dilatare termică a betonului. Expresia factorului $a(T)$ este:

$$a(T) = \frac{2 \sin \alpha \left(\frac{r^2}{t_0^2} Z - 0.47 V \right)}{\frac{r^2}{t_0^2} Y + F + 2.88 J} + (1 - \cos \alpha), \tag{94}$$

cu aceleaşi notaţii din formula (51).

Deplasarea radială a arcului la cheie produsă de o presiune uniformă p este dată de relaţia (91). Ţinînd seama că p este în acest caz $p_e(T)$ se poate scrie:

$$w(p) = \frac{p_e(T) r^2}{E t_0} a(p). \tag{95}$$

Din egalarea expresiilor (93) şi (95) rezultă pentru fiecare arc în parte valoarea presiunii echivalente:

$$p_e(T) = - \frac{E t_0 \omega T}{r} \frac{a(T)}{a(p)}. \tag{96}$$

Presiunea echivalentă $p_e(T)$, transpusă la extrados sub forma $\frac{r}{r_e} p_e(T)$, se repartizează în secţiunea centrală după arce şi console, folosind sistemul de ecuaţii (88) prezentat anterior. Cota parte din această presiune care revine arcelor produce de fapt deplasările reale căutate, notate cu $w(T,r)$.

Din cauza solidarităţii cu consola centrală, deplasările libere ale arcelor, considerate independent, nu pot avea loc şi deci acestea rămîn într-o stare de tensiune proporţională cu diferenţele $w(T, i) - w(T, r)$. Diferenţa de deplasare se poate considera ca provenind din cauza unei presiuni echivalente p_e, alta decît cea care s-a utilizat pentru obţinerea deformaţiei reale $w(T, r)$, care solicită arcele într-un sens şi consolele în sens contrar. Această presiune echivalentă p_e se deduce pentru fiecare arc scriind că:

$$w(T, i) - w(T, r) = \frac{p_e r^2}{E t_0} a(p)$$

şi deci:

$$p_e = \frac{E t_0}{r^2 a(p)} [w(T, i) - w(T, r)]. \tag{97}$$

La calculul de rezistenţă al arcelor vor trebui însumate solicitările termice deduse pentru arcul considerat independent cu cele produse de acţiunea suplimentară a presiunilor echivalente p_e. Consolele vor fi verificate la acţiunea aceloraşi presiuni p_e, ca valoare absolută, dar de semn contrar.

79. Acțiunea diferențelor de temperatură

Diferențele de temperatură ΔT între paramentele amonte și aval ale barajului determină rotiri ale secțiunilor orizontale ale consolei centrale care au valoarea:

$$d\varphi_{(\Delta T)} = \frac{\omega \Delta T \, dz}{t}. \tag{98}$$

Tendința de încovoiere a consolei, provocată de rotirea secțiunilor orizontale, este împiedicată de arcele orizontale.

Pornind de la aceste observații se urmărește determinarea echivalentului hidrostatic al acestei solicitări termice și apoi repartiția lui pe arce și pe console. Se introduce noțiunea de moment încovoietor echivalent M_e, provocat de sarcina echivalentă $p_e(\Delta T)$ căutată. Egalînd rotirea corespunzătoare acestuia cu expresia (98) se obține:

$$-\frac{M_e \, dz}{EI} = \frac{\omega \Delta T \, dz}{t} \tag{99}$$

și de aici

$$M_e = -\frac{\omega \Delta T EI}{t}. \tag{100}$$

Pe de altă parte sarcina echivalentă $p_e(\Delta T)$ se poate exprima prin derivata a doua a momentului M_e sub forma:

$$p_e(\Delta T) = -\frac{d^2 M_e}{dz^2} = \frac{d^2}{dz^2}\left(\frac{\omega \Delta T EI}{t}\right). \tag{101}$$

Dezvoltînd în diferențe finite relația (101), se determină la fiecare nivel mărimea sarcinii echivalente $p_e(\Delta T)$:

$$p_e(\Delta T) = \frac{\omega E}{12}\left\{\frac{t_i^3}{h^2}(\Delta T_{i+1} - 2\Delta T_i + \Delta T_{i-1}) - \frac{t_i}{h^2}(t_{i+1} - t_{i-1})(\Delta T_{i+1} - \Delta T_{i-1}) + \frac{2\Delta T_i}{h^2}\left[\frac{1}{4}(t_{i+1} - t_{i-1})^2 + t_i(t_{i+1} - 2t_i + t_{i-1})\right]\right\}, \tag{102}$$

unde $h = H/n$ este pasul rețelei.

Odată cunoscute sarcinile $p_e(\Delta T)$ la extrados, se efectuează repartizarea lor prin sistemul de ecuații cunoscut (88).

Măsura în care arcele se opun rotirilor consolei este indicată chiar de solicitarea hidrostatică care le revine. Eforturile finale rezultă din sumarea eforturilor calculate pe arcul independent, corespunzătoare diferenței de temperatură, cu eforturile provocate de partea din sarcina echivalentă $p_e(\Delta T)$ ce revine arcelor.

§ 18. METODA SARCINILOR DE PROBĂ

80. Principii de bază

Această metodă a fost elaborată de *F. A. Nötzli* şi dezvoltată ulterior de specialiştii americani [15]. Barajul se consideră alcătuit din arce orizontale şi console verticale, iar sarcinile exterioare se împart între aceste două serii de elemente în aşa fel încît deplasările lor în punctele comune să fie egale. Luînd în considerare componentele deplasării în toate direcţiile de mişcare posibile, se realizează continuitatea geometrică a structurii. Dat fiind că repartiţia sarcinilor între arce şi console se face admiţînd o repartiţie iniţială, care se corectează succesiv pînă la atingerea continuităţii geometrice, metoda se numeşte a *sarcinilor de probă* (Trial Load Method).

Descompunerea barajului în arce se face prin secţionare cu planuri orizontale, dispuse echidistant pe verticală, la o depărtare egală cu unitatea. Descompunerea în console se face cu planuri radiale verticale, egal depărtate la o unitate de lungime măsurată în lungul coronamentului. În studiu, se iau în considerare numai o parte dintre arce şi console şi anume cele considerate reprezentative (fig. 3-93).

Dacă barajul este simetric, sau aproape simetric, nu se analizează decît jumătate din structură. În cazul barajelor asimetrice se studiază independent cele două părţi.

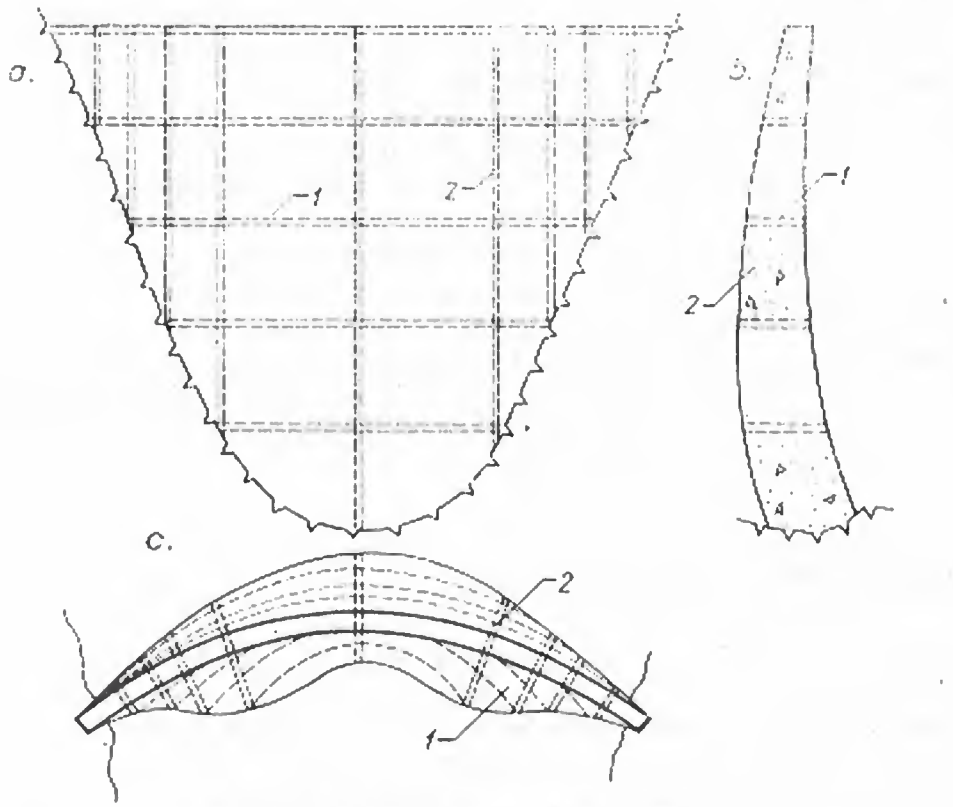


Fig. 3-93. Arce şi console caracteristice:
a — secţiune desfăşurată prin axul de coronament; *b* — secţiune maestră; *c* — vedere în plan; *1* — arce; *2* — console.

În dezvoltarea formulelor și metodologiei de calcul se acceptă toate ipotezele intervenite la studiul încovoierii în rezistența materialelor. Se mai consideră betonul barajului și roca de fundație omogene și izotrope, proporționalitatea dintre eforturile termice și variațiile de temperatură și independența deformațiilor fundației de forma suprafeței de fundație.

81. Solicitări exterioare

În calcul se ține seama de greutatea proprie, presiunea apei, variațiile de temperatură și solicitările seismice. În cazuri speciale se mai adaugă împingerea gheții, presiunea aluviunilor și subpresiunea. Cîteva aspecte sînt specifice modului de repartizare a solicitărilor exterioare, corespunzătoare analizei structurii [15].

Sarcina din greutatea proprie se poate atribui în întregime consolelor sau se repartizează între arce și console. Cînd închiderea rosturilor prin injectare se face la sfîrșitul betonării barajului, sarcina din greutatea proprie se atribuie integral consolelor. În această situație monolitizarea, și deci apariția arcelor ca elemente cu capacitate portantă, au loc după ce forțele din greutatea proprie au produs încovoierea consolelor și deci starea de efort corespunzătoare. Dacă în timpul execuției se prevede injectarea unora din cîmpurile inferioare deja betonate, atunci întreaga zonă injectată capătă caracter de monolit. Greutatea betonului turnat peste cota pînă la care s-a realizat injectarea reprezintă în acest caz o sarcină care se repartizează între arce și console.

Efectul cutremurului se ia în considerare prin introducerea de forțe statice suplimentare, egale cu forțele de inerție ale masei betonului și ale masei de apă din lac. Deoarece în analiza statică intervin forțe radiale, tangențiale și tăietoare, se poate analiza orice direcție de propagare a cutremurului. Forțele de inerție se descompun în fiecare punct în aceste trei componente și calculele se conduc în același fel ca pentru celelalte tipuri de solicitări.

Spre deosebire de celelalte metode de calcul, în analiza statică se introduce și efectul presiunii apei din pori. Cînd pe console apar tensiuni mai mari decît cele considerate admisibile, zona afectată se consideră fisurată. Se reia calculul consolei ținînd seama de modificările caracteristicilor geometrice prin prezența porțiunii fisurate și se introduce solicitarea produsă de apa care a pătruns în fisură. Noua sarcină are o distribuție triunghiulară cu valoarea egală cu presiunea hidrostatică la fața amonte și zero la capătul fisurii.

82. Influența deformațiilor fundației

Consolele și arcele selectate pentru studiu sînt astfel alese încît au fundația comună în punctele de contur ale rețelei (v. fig. 3-93). Reacțiunile din fundație ale arcului constituie forțe concentrate care acționează în fundația consolei corespondente. Deplasările fundației consolei se vor produce sub acțiunea reacțiunilor proprii și a acestor forțe concentrate. Deplasarea unui punct oarecare din consolă va rezulta din sumarea deplasărilor fundației și a deplasărilor din încovoiere ale consolei în punctul respectiv. În mod similar, fundația arcului va suferi deplasări

sub acțiunea reacțiunilor din fundație ale consolei corespondente și sub acțiunea reacțiunilor proprii. Deplasarea unui punct oarecare al arcului reprezintă suma dintre deplasările fundației și deplasările din încovoiere ale arcului în punctul respectiv (fig. 3-94).

Valoarea reacțiunilor totale — proprii și a celor date de elementul corespondent — se determină prin analiza fiecărui arc sau console. Pentru calculul deplasărilor fundației se folosesc relațiile stabilite de *Vogt* [14] în ipoteza mediului elastic, semiinfinit. În formă generală, deplasările unui element orizontal se exprimă prin:

$$\theta_z = \pm M_z \alpha \pm Q a_2; \tag{103}$$

$$\Delta x = \mp H\beta; \tag{104}$$

$$\Delta y = Q\gamma + M_z a_2. \tag{105}$$

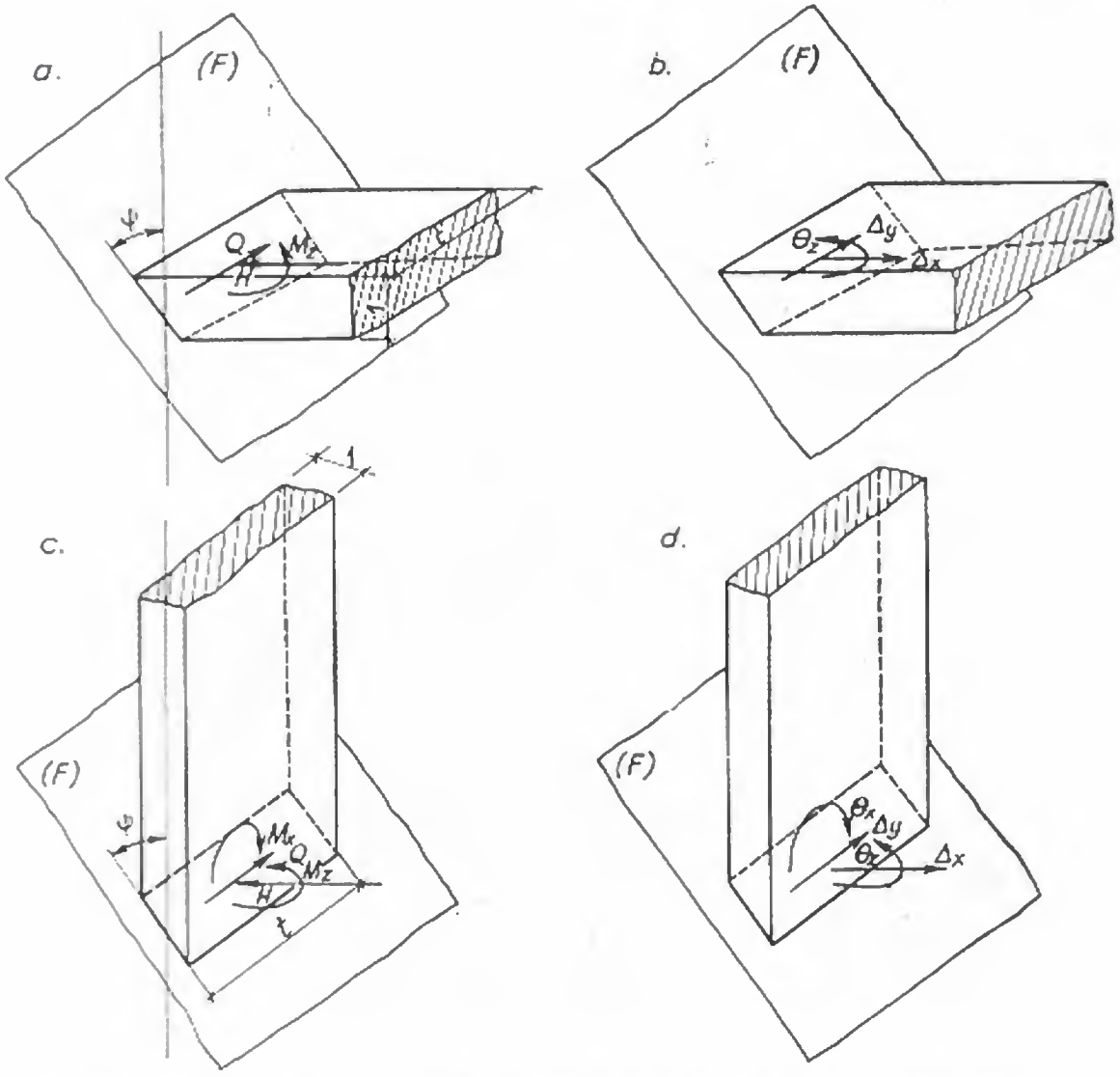


Fig. 3-94. Reacțiuni și deplasări în fundația arcelor și consolelor corespondente:
a — reacțiuni la naștere; *b* — deplasări la naștere; *c* — reacțiuni în fundația consolei; *d* — deplasări ale fundației consolei.

În aceste relații notațiile pentru reacțiuni și deplasări sînt cele corespunzătoare figurii 3-94. Semnul de deasupra corespunde părții din stînga a barajului, iar cel de dedesubt părții din dreapta. Valorile lui α, α_2, β și γ se determină din relațiile:

$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha' \cos^3\psi + \delta' \sin^2\psi \cos\psi; \\ \alpha_2 &= \alpha'' \cos^2\psi; \\ \beta &= \beta' \cos^3\psi + \gamma' \sin^2\psi \cos\psi; \\ \gamma &= \gamma' \cos\psi, \end{aligned} \tag{106}$$

unde coeficienții de tip α', γ', α'' etc. reprezintă deplasările medii în planul fundației, datorate sarcinilor unitare corespondente tipului de deplasare. Mărimile lor sînt stabilite conform teoriei lui *Vogt* și sînt întabulate de *U. S. Bureau of Reclamation* [15], funcție de coeficientul lui Poisson (μ) și de raportul dintre latura mică și cea mare a dreptunghiului care reprezintă desfășurata suprafeței de contact beton-rocă (b/a) (fig. 3-95). Expresiile sînt:

$$\begin{aligned} \alpha' &= \frac{k_1}{E_r l^2} & \beta' &= \frac{k_2}{E_r} \\ \gamma' &= \frac{k_3}{E_r} & \delta' &= \frac{k_4}{E_r l^2} \\ \alpha'' &= \frac{k_5}{E_r l} & \gamma'' &= \frac{k_6}{E_r l} \end{aligned} \tag{107}$$

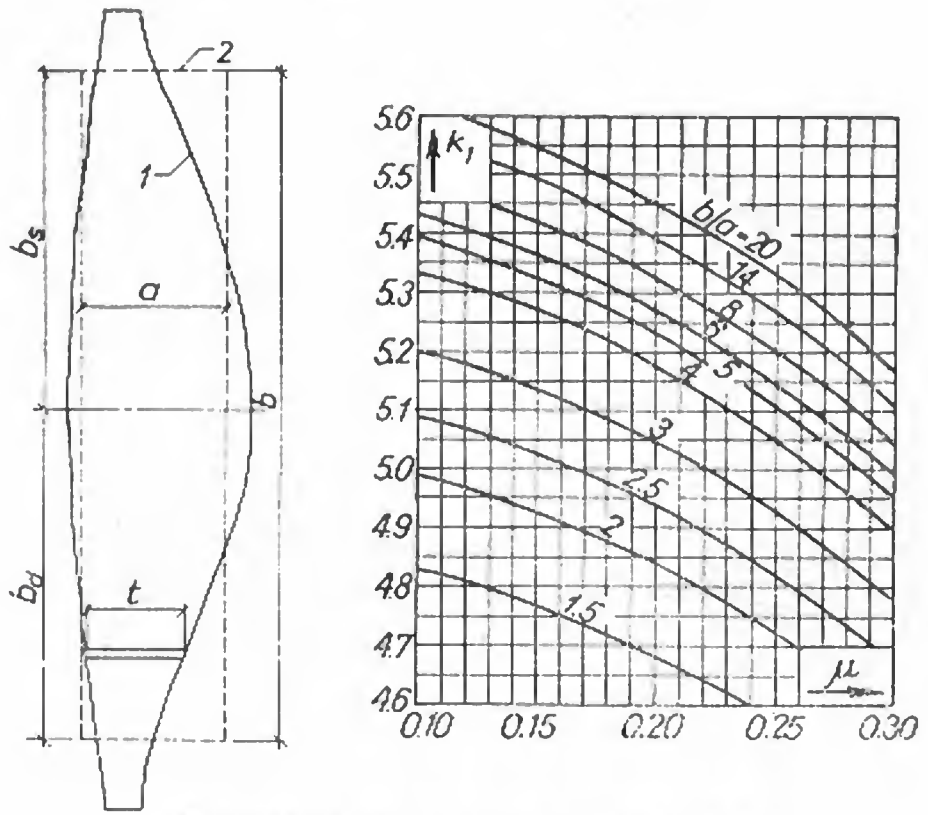


Fig. 3-95. Notații și factorul de deformație k_1:
1 — conturul fundației desfășurate; *2* — dreptunghi de echivalare.

Diagramele din figurile 3-95, 3-96 și 3-97 permit evaluarea factorilor $k_1 \dots k_5$ funcție de μ și de b/a.

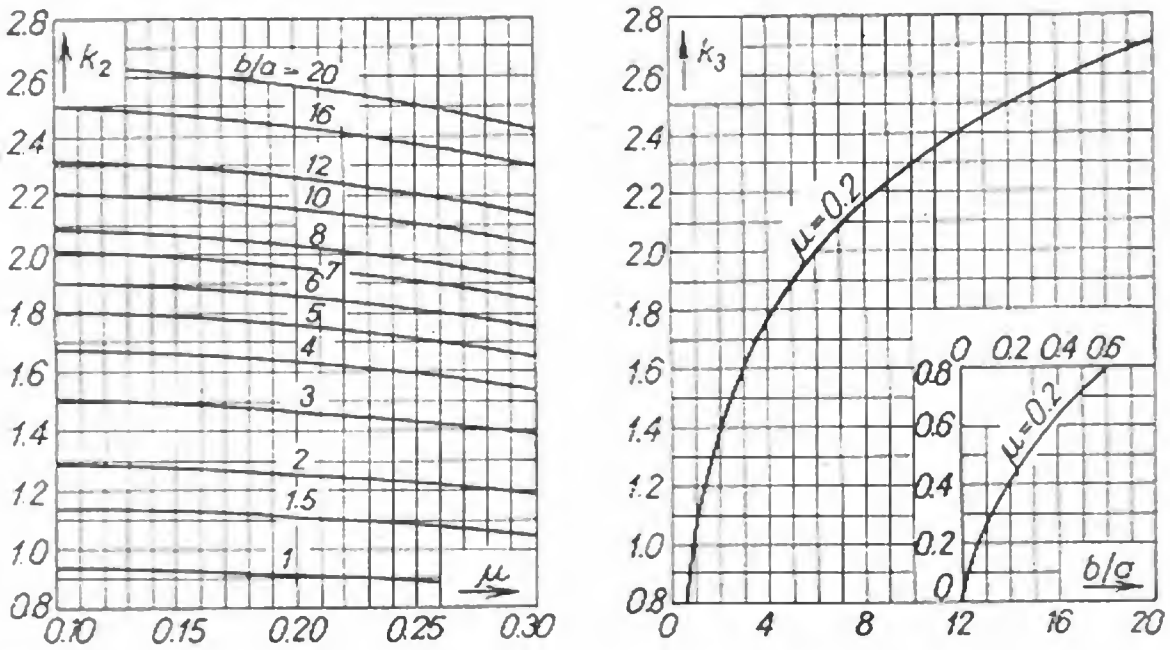


Fig. 3-96. Factorii de deformație k_2 și k_3.

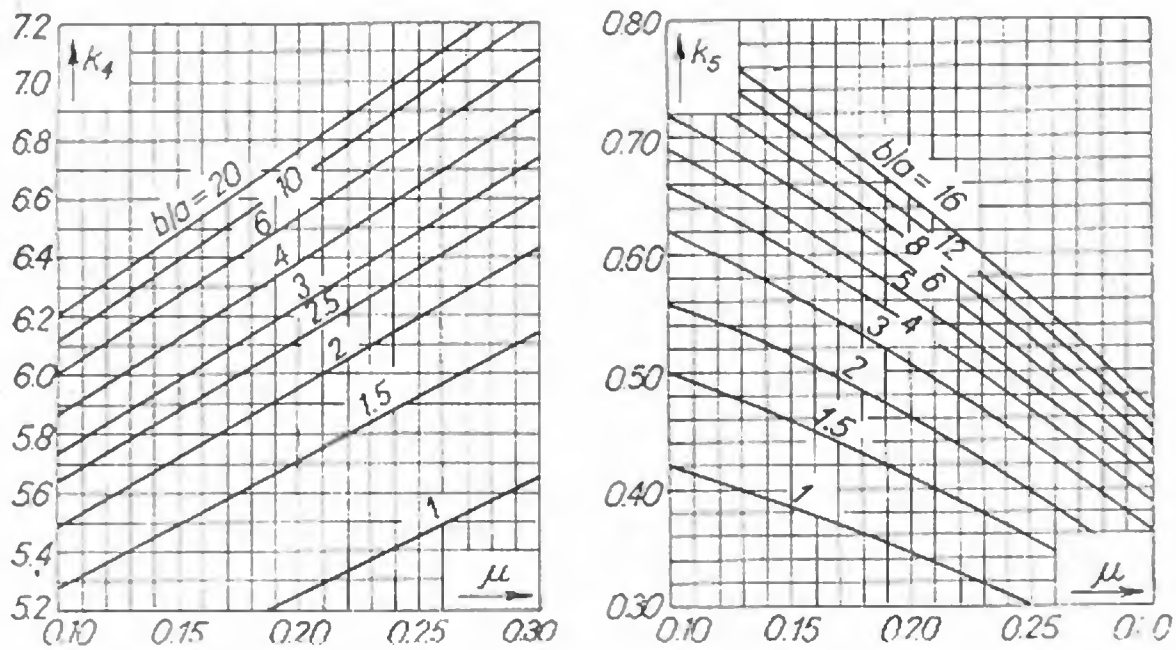


Fig. 3-97. Factorii de deformație k_4 și k_5.

Unghiul ψ de înclinare a versantului (fig. 3-95) se apreciază pentru fiecare zonă de fundare a unui element.

Deplasările fundației consolei se determină cu relații similare:

$$\begin{aligned} \theta_x &= M_x \alpha + Q\alpha_2; \\ \theta_z &= \pm M_z \delta; \\ \Delta x &= -H\bar{\gamma}; \\ \Delta y &= Q\gamma + M_x \alpha_2, \end{aligned} \tag{108}$$

în care:

$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha' \sin^3\psi + \delta' \sin\psi \cos^2\psi; \\ \alpha_2 &= \alpha'' \sin^2\psi; \\ \delta &= \delta' \sin^3\psi + \alpha' \sin\psi \cos^2\psi; \\ \bar{\gamma} &= \gamma' \sin^3\psi + \beta' \sin\psi \cos^2\psi; \\ \gamma &= \gamma' \sin\psi. \end{aligned}$$

Expresiile α', α'', γ'' etc. sînt aceleași cu cele care intervin în expresiile deplasărilor de la nașterile arcelor.

Această modalitate de apreciere a deplasărilor în fundație, practicată în continuare în cadrul metodei sarcinilor de probă, este criticabilă prin ipotezele sale de bază: — fundația este considerată ca un mediu omogen și izotrop; — parametrii geomecanici E și μ sînt singurii care caracterizează comportarea rocii de fundație; — toate barajele avînd același raport b/a, indiferent de tipul lor, de variația grosimii, de raportul între deschiderea văii și înălțimea barajului sau de incidența structurii față de versanți, au aceeași coeficienți de deformabilitate.

Pentru a ameliora această deficiență, *V. Mladyenovitch* [28] a propus în anul 1966 modificarea metodei, demonstrînd că aplicarea teoriei lui Vogt la calculul deplasărilor este neindicată. El corectează coeficienții γ' (de $\frac{b}{2a}$ ori mai mare decît cel dat de diagrame) și δ' (fără diferențe esențiale), arătînd că numai sub această formă deformațiile calculate concordă cu cele măsurate la unele baraje în funcțiune. Prin corecțiile aduse, deplasările arcelor sînt mai mari la aceeași sarcină în fundație. Eforturile tangențiale din fundațiile consolelor laterale scad, iar deplasările aferente cresc și devin comparabile cu cele măsurate pe lucrări executate.

În aceeași lucrare [28] se analizează influența repartiției eforturilor în fundație. Se arată că, în cazul terenurilor cu deformabilitate redusă, ipoteza repartiției uniforme nu aduce modificări în estimarea deplasărilor, dar că, în cazul terenurilor mai slabe, deplasările trebuie determinate ținînd seama de variația grosimii în fundație și de distribuția reală a eforturilor. În cazul barajelor mai groase, la calculul rotirilor trebuie să se țină seama de efectul solicitărilor aplicate într-un punct al fundației asupra rotirilor punctelor vecine.

Pornind de la corecţiile enunţate, *Mladyenovitch* exprimă deplasările şi rotirile dreptunghiului de fundaţie cu ajutorul a cinci coeficienţi elastici A, B, C, D, F:

$$\beta' = \frac{1-\mu^2}{E_r} A \qquad \alpha' = \frac{1-\mu^2}{E_r t^2} C$$

$$\gamma' = \frac{1-\mu^2}{E_r}\left[A + \frac{\mu}{1-\mu}(A-B)\right]$$

$$\delta' = \frac{1-\mu^2}{E_r t^2}\left(C + \frac{\mu}{1-\mu} D\right) \tag{109}$$

$$\gamma'' = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{E_r t} F \qquad \alpha'' = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{E_r t} F$$

ale căror valori sînt date în tabelul 3-6.

TABELUL 3-6

Coeficient	b/a						
	0	1	2	5	10	20	60
A	0,00	0,92	1,32	1,80	2,25	2,70	3,40
B	0,00	0,50	0,77	1,20	1,63	2,07	2,75
C	0,00	4,50	5,06	5,42	5,52	5,56	5,60
D	0,00	3,50	4,40	5,14	5,42	5,55	5,60
F	0,00	0,50	0,60	0,78	0,90	0,95	0,98

În cadrul tezei de doctorat, *M. Constantinescu* [11] generalizează relaţiile lui *Mladyenovitch* pentru a putea calcula influenţele unei încărcări exercitate pe terenul de fundaţie asupra suprafeţelor adiacente. Se pot păstra în acest fel particularităţile de fundare ale fiecărui plot şi se poate evalua şi influenţa ploturilor vecine. Aceleaşi expresii se dezvoltă şi pentru terenuri stratificate, cu caracteristici geotehnice diferite în lungul normalei la straturi.

83. Analiza consolelor

În prima etapă a calculului se face abstracţie de faptul că arcele şi consolele fac parte din aceeaşi structură. Analiza independentă a fiecărui arc şi a fiecărei console are ca rezultat determinarea capacităţii proprii de deformare, respectiv de încărcare, care serveşte ulterior la distribuţia corectă a sarcinilor pentru realizarea continuităţii geometrice.

Consolele se consideră formate dintr-o succesiune de elemente verticale, fiecare mărginit de paramente, de planurile radiale şi de planurile orizontale la cotele arcelor care urmează a fi analizate. Eforturile şi deplasările radiale, tangenţiale şi de rotaţie se determină la aceste cote, iar cînd se impune un spor de precizie se iau în considerare şi cote intermediare. Pentru a uşura repartiţia prin încercări a sar-

cinilor între arce și console, în analiza consolelor se utilizează sisteme de sarcini unitare: radiale, tangențiale și de torsiune. Se stabilesc linii de influență pentru deplasări și eforturi, iar prin multiplicarea sarcinilor unitare se pot modela orice fel de sarcini exterioare.

Sarcinile unitare radiale (fig. 3-98, *a*) sînt alcătuite din forțe orizontale care acționează normal pe paramentul amonte, după o distribuție triunghiulară, cu valoarea 1 la cota secțiunii considerate și zero, la cota imediat superioară, respectiv inferioară. Sarcinile unitare tangențiale sînt alcătuite din forțe tangente la axul arcului în dreptul axului consolei (fig. 3-98, *b*). Ele au o distribuție triunghiulară, cu valoarea 1 la cota secțiunii și zero în secțiunile de sus și de jos. Sarcinile unitare moment de torsiune au aceeași distribuție (fig. 3-98, *c*) și sînt alcătuite din momente de torsiune în planuri orizontale, care se aplică în axul consolei.

Deplasările consolei se determină cu formulele clasice ale grinzilor încastrate, ținînd seama de momentele de încovoiere și de forțele tăietoare. Deplasarea radială la orice cotă în elevație este dată de integrarea între fundație și cota respectivă a deformațiilor produse de momente și de forțele tăietoare, la care se adaugă deformația radială și efectul rotirii fundației:

$$w = \left[(\theta_x)_{fundație} + \sum \frac{M}{E_b I} \Delta z\right] \Delta z + (\Delta y)_{fundație} + \sum \frac{kQ}{AG} \Delta z, \qquad (110)$$

unde: Δz — diferența de cotă dintre două secțiuni succesive;
M, Q — momentele încovoietoare și forțele tăietoare în punctele considerate, produse de sarcinile unitare;
E_b — modulul de elasticitate al betonului;
G — modulul de tăiere;
A, I — aria, respectiv momentul de inerție al secțiunii consolei în punctul considerat.

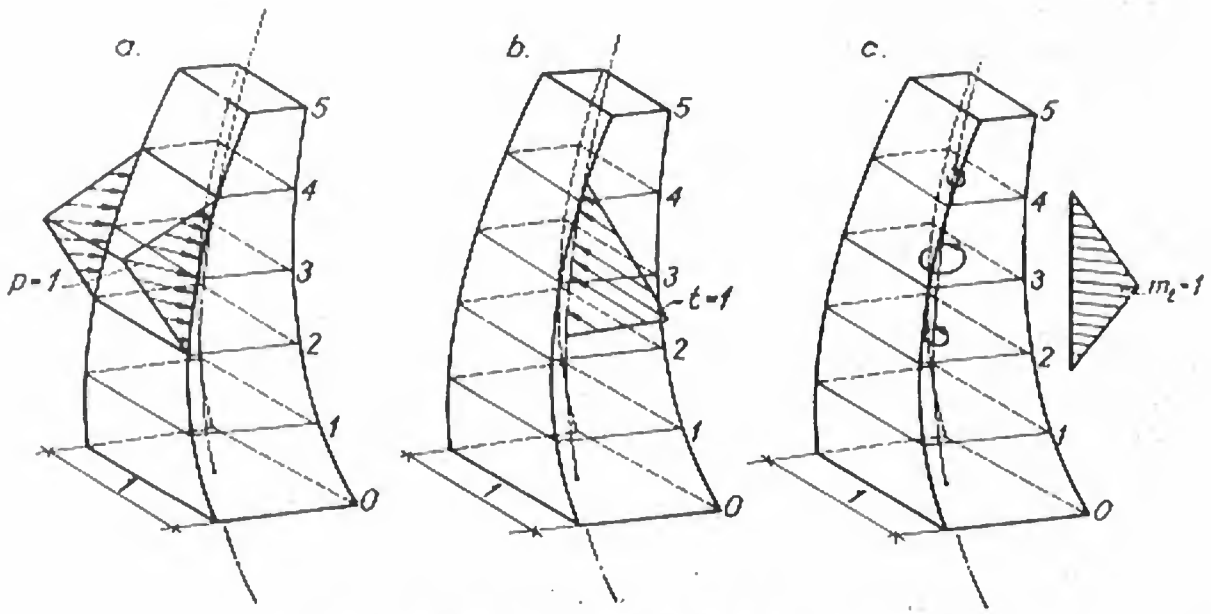


Fig. 3-98. Sarcini unitare la studiul consolelor:
a — orizontal radiale; *b* — tangențiale; *c* — momente de torsiune.

Deplasarea tangențială a consolei se consideră produsă de sarcinile unitare tangențiale (H), fiind sumată cu deplasarea tangențială din fundație. Nu se consideră deplasările tangențiale produse de momentele încovoietoare:

$$\Delta s = (\Delta x)_{fundație} - \sum \frac{Hk}{AG} \Delta z. \tag{111}$$

Rotirea consolei se consideră produsă de sarcinile unitare moment de torsiune (M_t), fiind sumată cu deformația unghiulară în planul orizontal al fundației:

$$\theta = (\theta_z)_{fundație} + \sum \frac{M_k}{2GI} \Delta z. \tag{112}$$

În cazul părții din dreapta a barajului, în formulele (111) și (112) se modifică semnele.

84. Analiza arcelor

Arcele se consideră de înălțime unitară, cu paramentele verticale. Eforturile și deformațiile se calculează pe baza teoriei arcelor subțiri dublu încastrate, cu relații asemănătoare cu cele expuse la paragrafele precedente. Se include în analiză efectul cedării fundației.

Un arc este supus acțiunii sarcinilor radiale, aplicate la intrados sau extrados, forțelor tangențiale, aplicate în axul arcului și momentelor de torsiune, aplicate de asemenea în ax [15]. Pentru aceleași considerente, mărimea și distribuția sarcinilor reale se modelează printr-un sistem de sarcini unitare. Sarcinile unitare radiale cuprind o sarcină uniform repartizată de intensitate 1 și o serie de sarcini cu distribuție triunghiulară, care variază de la intensitatea 1 la naștere, la zero în punctele intermediare, plasate la sfertul semideschiderii (fig. 3-99, *a*). Se mai consideră o sarcină concentrată de intensitate 1 aplicată în fundație. Sarcinile unitare tangențiale acționează în axul arcului și servesc pentru modelarea sarcinilor interne care se aplică în vederea egalării deplasărilor tangențiale. Ele cuprind o distribuție uniformă de intensitate 1, o forță tangențială concentrată unitară la naștere și distribuții triunghiulare care variază de la valoarea 1 la naștere, la zero în punctele de sfert ale semideschiderii (fig. 3-99, *b*). Sarcinile unitare moment de torsiune acționează în axul arcului, în punctele de sfert, și au aceleași componente (fig. 3-99, *c*).

În urma analizei statice, pentru arcele selectate se determină deplasările tangențiale și radiale în punctele de intersecție cu consolele, pentru fiecare dintre sarcinile unitare.

85. Interacțiunea dintre arce și console

În conformitate cu figura 3-100, se consideră un arc și o consolă, care au elementul comun *ab*. Sub acțiunea sarcinilor exterioare arcul suferă o deformație, elementul *ab* ocupînd noua poziție *a'b'*. Pentru a ajunge în această poziție el s-a deplasat radial și tangențial și s-a rotit în plan orizontal. Elementul *ab*, considerat

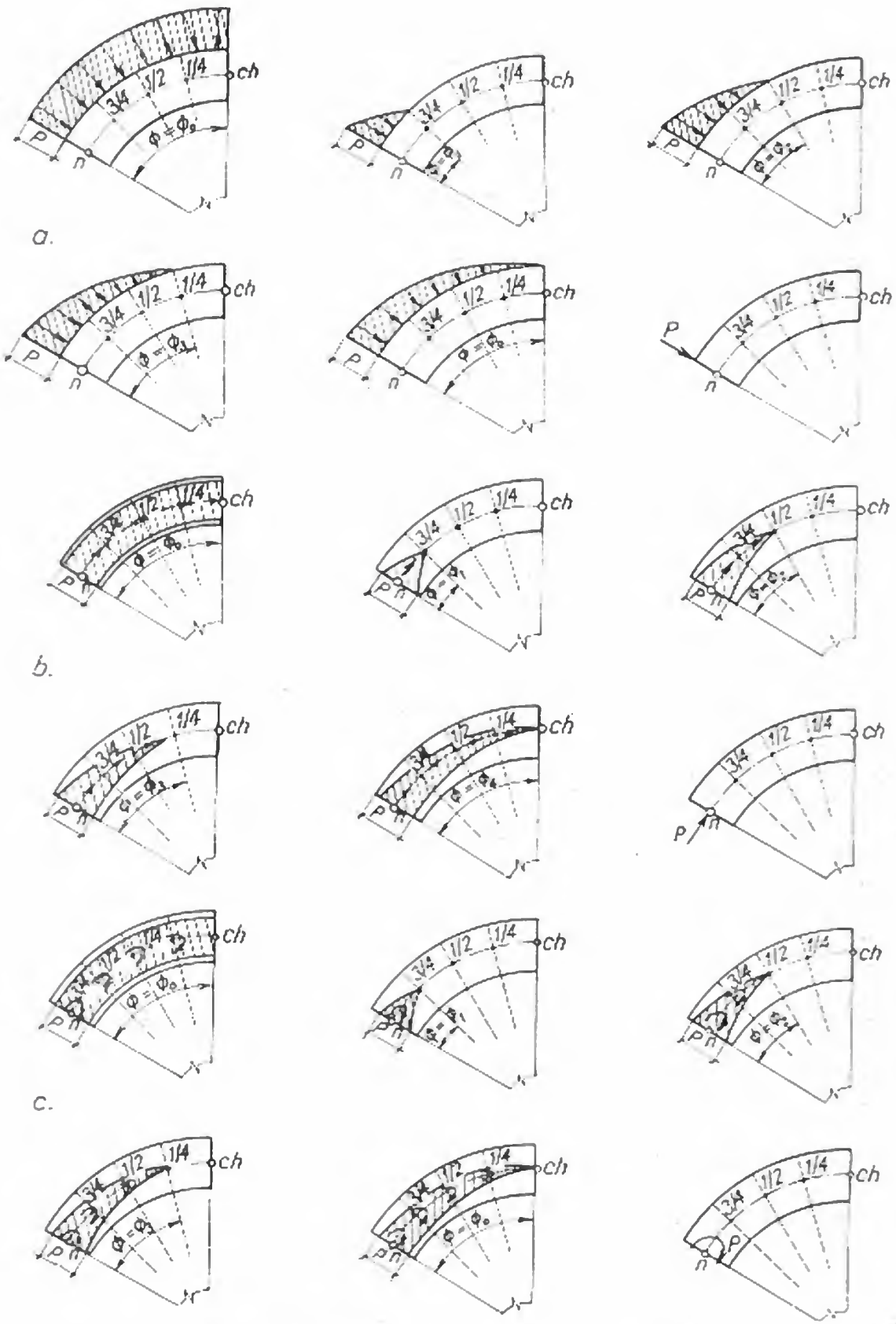


Fig. 3-99. Sarcini unitare la studiul arcelor:
a — unitare radiale; *b* — unitare tangențiale; *c* — unitare momente de torsiune.

solidar cu consola, se deplasează datorită deformațiilor acesteia sub acțiunea sarcinilor exterioare. Pentru a ajunge în noua poziție $a''b''$, elementul ab s-a deplasat radial și s-a rotit în plan vertical. Ca să se păstreze continuitatea geometrică a barajului, noile poziții $a'b'$ și $a''b''$ trebuie să coincidă.

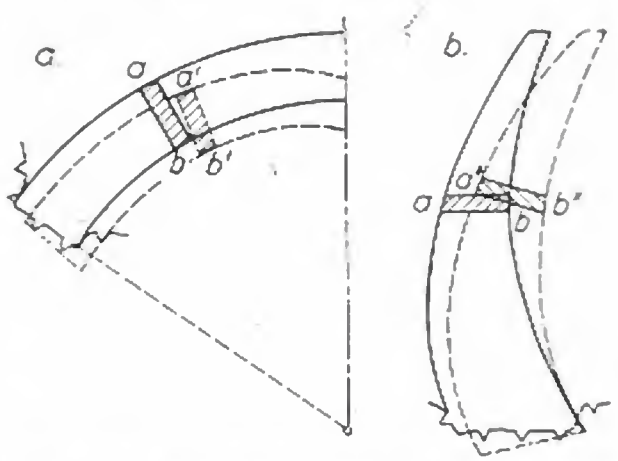


Fig. 3-100. Deplasarea elementului comun ab aparținînd:
a — arcului; b — consolei.

O consolă nu poate avea deplasări tangențiale și rotiri în plan orizontal sub acțiunea solicitărilor exterioare. Apar deci o serie de eforturi interne, provocate de interacțiunea cu arcul, considerate în calcul ca solicitări exterioare. Un sistem de forțe laterale se va aplica consolei, determinînd deplasări tangențiale egale cu ale arcului. Pentru restabilirea echilibrului static, un sistem de forțe tangențiale, egal cu cel dinainte și opus acestuia, se aplică arcului. Pentru a provoca consolei rotiri egale cu cele ale arcelor din punctele comune, se introduce un sistem de momente de torsiune care acționează în plan orizontal. Pentru restabilirea echilibrului static un sistem egal și opus acestuia se aplică drept solicitare exterioară la calculul arcelor.

Se remarcă de asemenea că rotirile în plan vertical produse consolei nu pot apare pe arce sub acțiunea solicitărilor exterioare. Se impune introducerea unui sistem de momente de torsiune, care acționează în planuri verticale radiale, ca solicitare exterioară a arcelor și echilibrarea lui printr-un sistem egal și opus, aplicat consolelor.

86. Repartiția sarcinilor

Repartiția finală trebuie să corespundă continuității geometrice a structurii. Pornind de la o distribuție preliminară, se corectează repartiția propusă prin eliminarea deplasărilor relative radiale, tangențiale și unghiulare, cu ajutorul sarcinilor suplimentare de corecție de tip radial (p), tangențial (t) și momente de torsiune (m_t). Dacă indicele (a) indică arcul și indicele (c) consola, relațiile matematice sînt:

$$p_a + p_c = p_{exterior}; \tag{113}$$

$$t_a + t_c = 0; \tag{114}$$

$$m_{t_a} + m_{t_c} = 0. \tag{115}$$

Modul de rezolvare efectivă se poate schematiza printr-o etapizare a fazelor de calcul pe baza principiilor arătate.

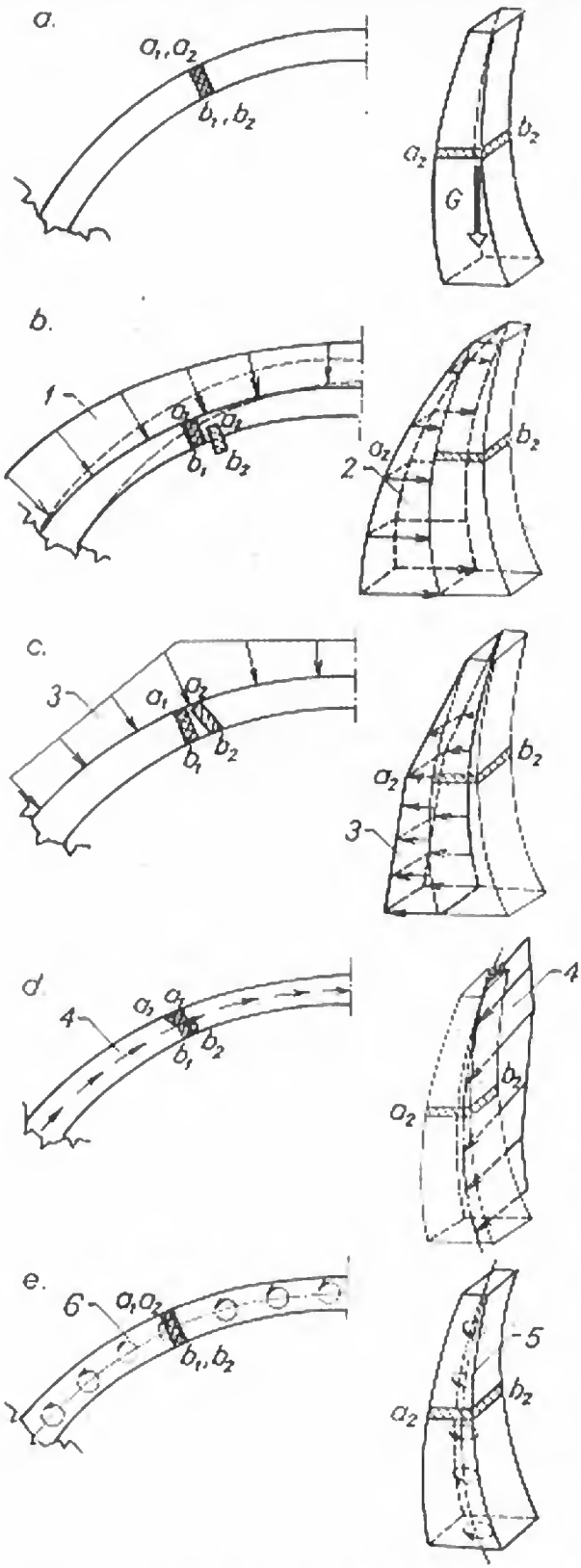


Fig. 3-101. Etape de calcul la repartiția solicitărilor:

a — greutatea proprie atribuită consolelor; *b* — repartiția arbitrară a presiunii radiale; *c* — corecția radială; *d* — corecția tangențială; *e* — corecția rotirilor; *1* — sarcină radială pe arce; *2* — sarcină radială pe console; *3* — sarcină radială de corecție; *4* — sarcină tangențială de corecție; *5* — momente de torsiune de corecție.

În etapa 1, barajul se consideră solicitat numai de greutatea proprie, care se atribuie integral consolelor. Arcele sînt nesolicitate și deci nu suferă deformații. Consolele primesc o stare de efort corespunzător solicitării și o nouă poziție, conformă cu deformata sub greutatea proprie (fig. 3-101, *a*).

În etapa a 2-a se propune o repartiție arbitrară a presiunii hidrostatice între arce și console. Pentru ca repartiția propusă să coincidă după cîteva corecții cu repartiția finală, se folosesc rezultate cunoscute de la baraje similare, deja calculate. Determinînd deplasările radiale ale arcelor și consolelor, se evidențiază deplasările radiale relative în punctele comune (fig. 3-101, *b*).

În etapa a 3-a se introduc sarcini radiale de corecție, cu scopul de a anula deplasările radiale relative dintre arce și console. Sub acțiunea sumată presiunilor repartizate în etapa a 2-a și a sarcinilor radiale de corecție se obține o deformată radială identică (fig. 3-101, *c*). Calculînd însă deplasările tangențiale în punctele comune se constată existența unor deplasări tangențiale relative.

În etapa a 4-a se introduc forțele tangențiale de corecție (t), care elimină aceste deplasări relative (fig. 3-101, *d*). La sfîrșitul acestei etape se asigură identitatea deformatelor radiale și tangențiale, dar există rotiri relative în punctele omoloage ale arcelor și consolelor.

În etapa a 5-a se introduc momentele de torsiune de corecție (m_t), care duc în final la eliminarea rotirilor relative (fig. 3-101, *e*).

Se menționează faptul că fiecare etapă de corecție aplicată poate avea repercusiuni asupra etapelor precedente. Spre exemplu, corecțiile tangențiale sau cele momente de torsiune au efect încovoietor asupra arcelor și consolelor și duc la deranjarea egalității între deplasările radiale. Ca urmare

se impune o nouă etapă, aceea de reegalare a deplasărilor radiale, prin aplicarea de noi sarcini radiale de corecție. Calculul este însă convergent și după o serie de reegalări radiale, tangențiale și de rotiri, se realizează identitatea deplină a deformatelor [15].

În desfășurarea practică a metodei, deplasările relative sub 5% se consideră acceptabile, ceea ce face ca, la sfîrșitul etapei de reegalare a deplasărilor radiale, calculul să poată fi încheiat.

87. Deplasări și eforturi

La sfîrșitul etapelor de corecție se cunosc deplasările radiale, tangențiale și rotirile, precum și valorile sarcinilor aplicate. La analiza independentă a arcelor și a consolelor au fost determinate valorile eforturilor (σ_x, σ_y și τ_{xy}) corespunzătoare sarcinilor unitare tip. Prin multiplicarea acestor eforturi cu sarcinile efective care revin elementelor, se determină, cu ajutorul liniilor de influență trasate, valorile eforturilor efective în punctele considerate.

88. Aplicație practică

Metoda sarcinilor de probă s-a aplicat la calculul barajului *Vidraru* ($H = 167$ m). S-a urmărit numai repartiția sarcinii hidrostatice, greutatea proprie atribuindu-se integral consolelor. În figura 3—102 este prezentată schema geometrică a barajului și selecția arcelor și consolelor. S-au analizat șase arce, eșalonate la circa 25 m pe înălțime și cinci console: consola maestră și consolele cu fundația comună cu aceea a arcelor de studiu.

După etapele *2* și *3*, deformațiile radiale și presiunile hidrostatice, aferente arcelor și consolelor, sînt cele din figurile 3—103 și 3—104. Arcele nu au deformații inițiale, deplasările lor radiale datorîndu-se exclusiv părții din sarcina hidrostatică care le revine. Consolele au o deformată inițială, produsă de greutatea proprie (fig. 3—104). Deformata finală se compune din cea inițială și din deplasările provocate de partea de sarcină hidrostatică care le revine. Se remarcă scăderea presiunii pe arce de la cheie spre nașteri, datorită rigidității sporite a consolelor de la versanți.

În figura 3—105,*a* este prezentată etapa a *4*-a, de egalare a deplasărilor tangențiale, pentru consola III analizată. Sarcina tangențială de corecție crește mult la partea inferioară, deși deplasările relative sînt mai mici, datorită rigidității sporite din această zonă.

În figura 3—105,*b* este prezentată etapa a *5*-a, de corecție pentru egalarea deplasărilor unghiulare ale aceleiași console. Efectul acestei etape este mai scăzut datorită rotirilor reduse.

Deformatele finale ale consolelor analizate și repartiția sarcinii hidrostatice sînt ilustrate în figura 3—106. În figurile 3—107 și 3—108 se prezintă eforturile finale în arce și în console, produse de diferite sarcini. Eforturile din arce produse de sarcina radială sînt predominante pentru cheie, dar scad considerabil spre nașteri. Valorile maxime (numai compresiuni) apar în treimea mijlocie. Eforturile produse de sarcina tangențială au la cheie sens invers față de cel al eforturilor date de sarcina radială. La nașteri ele duc la scăderea efortului din amonte, ceea ce creează pericolul de apariție a tensiunilor. Efectul momentelor de torsiune este redus. Eforturile care apar sînt foarte aproape de zero în treimea mijlocie și au același sens cu cele provocate de sarcina hidrostatică în treimile superioară și inferioară.

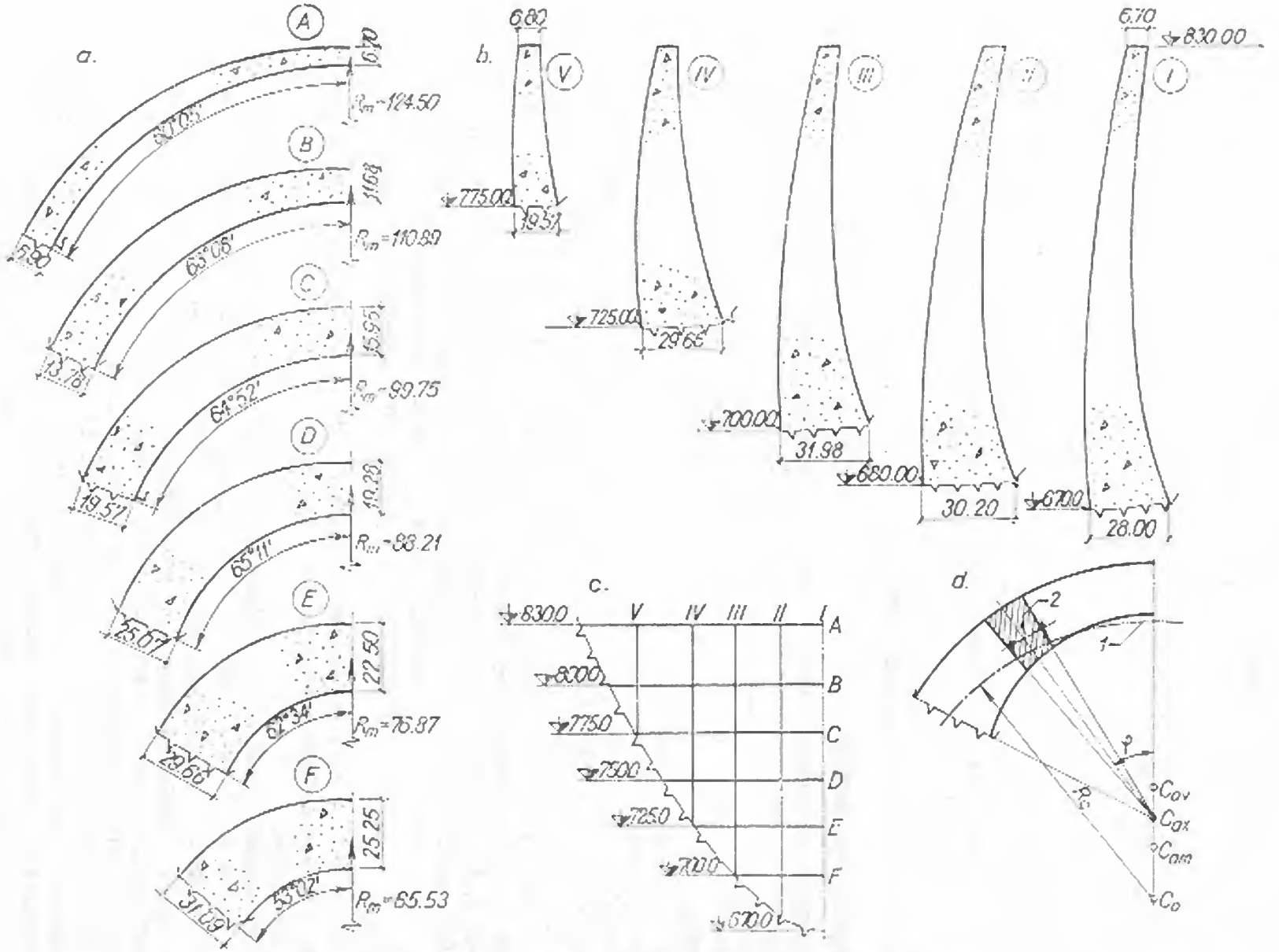


Fig. 3-102. Arce și console caracteristice la studiul barajului Vidraru:

a — arce selectate; *b* — console selectate; *c* — rețea de calcul; *d* — definire geometrică; *1* — axul de coronament; *2* — consolă studiată.

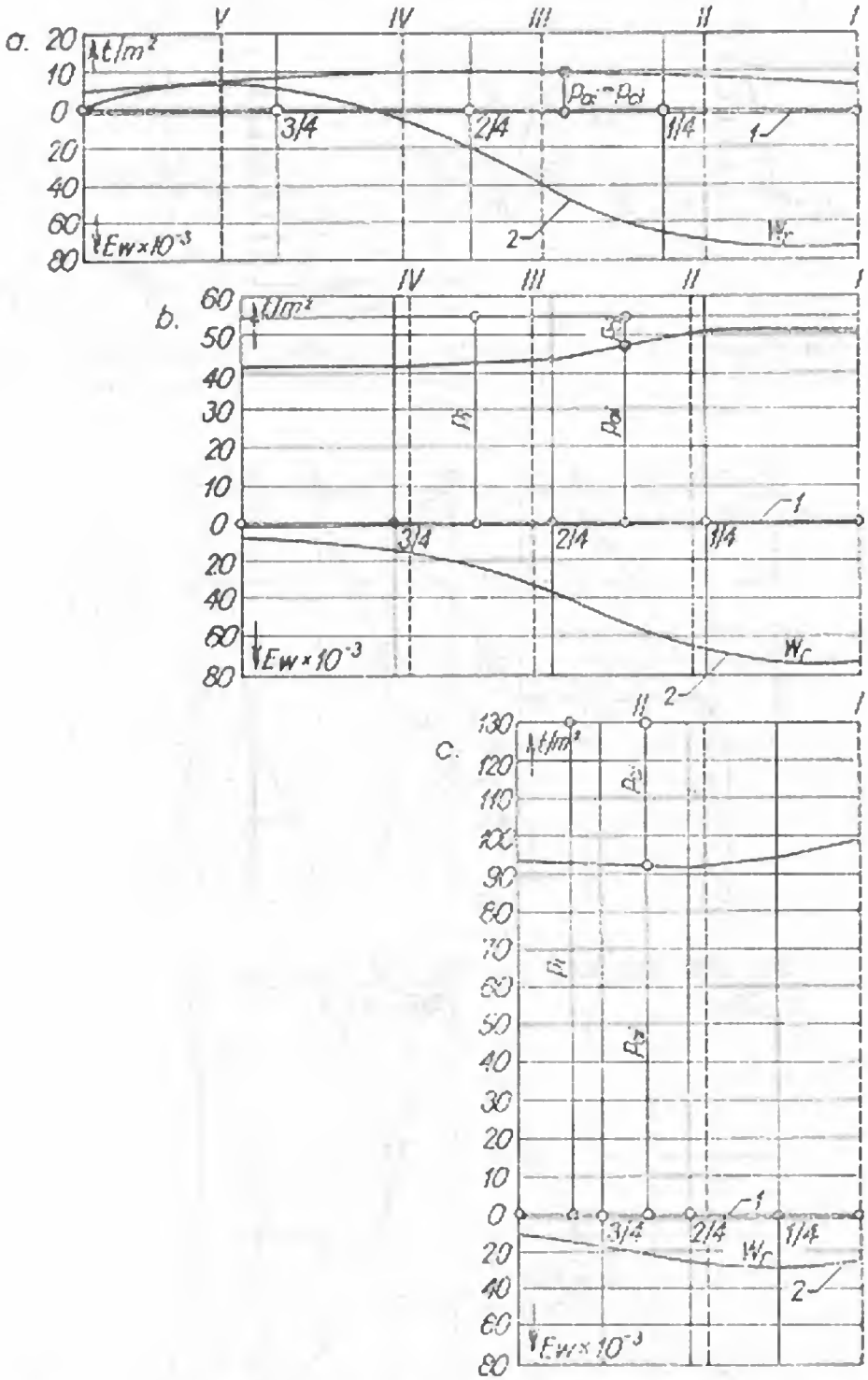


Fig. 3-103. Presiuni ce revin arcelor și deplasările radiale corespunzătoare:

a — arcul de la cota 830; *b* — arcul de la cota 775; *c* — arcul de la cota 700; *1* — arcul desfășurat; *2* — linia deformatei.

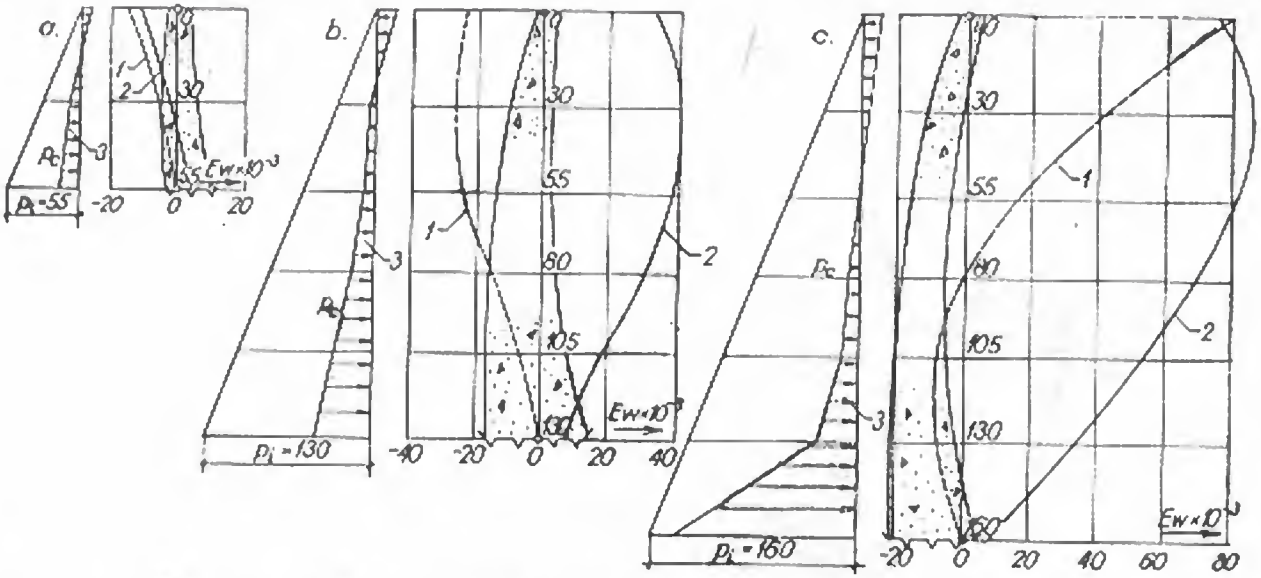


Fig. 3-104. Presiuni ce revin consolelor şi deplasările radiale corespunzătoare:
a — consola V; *b* — consola III; *c* — consola I; *1* — deformata iniţială; *2* — deformata finală; *3* — presiunea pe consolă.

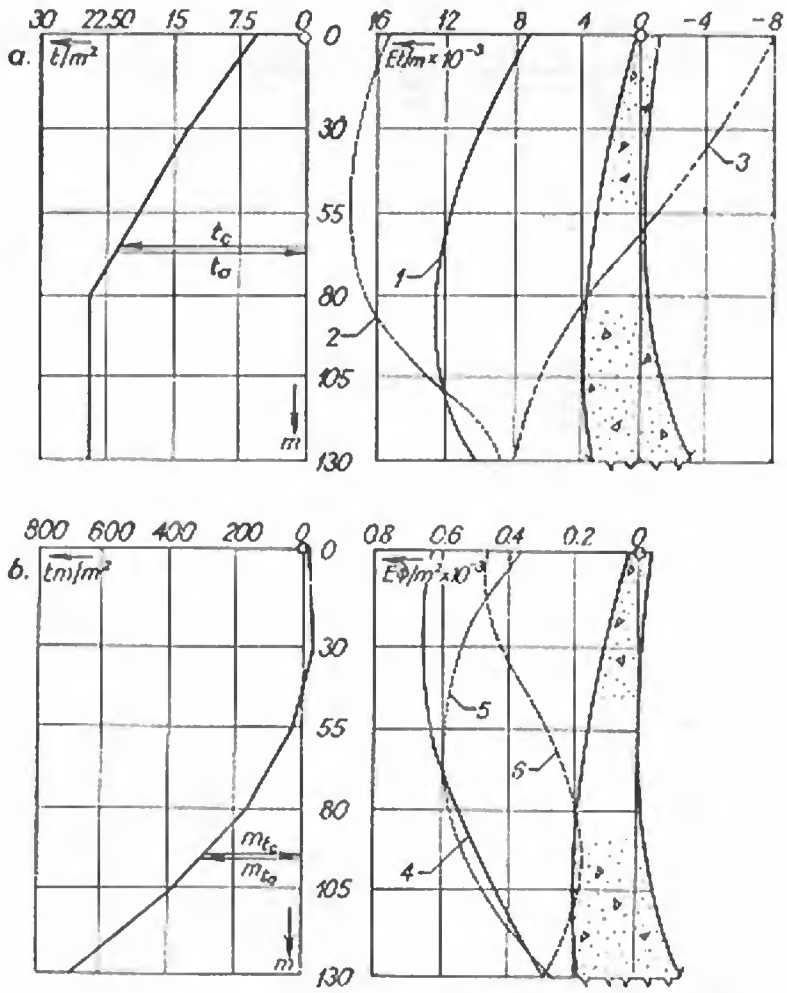


Fig. 3-105. Etapele de corecţie tangenţială şi ale rotirilor pentru consola III:
a — deplasări tangenţiale şi sarcini de corecţie; *b* — rotiri şi momente de corecţie; *1* — deformata finală; *2* — deformata arcelor; *3* — deformata consolei; *4* — rotiri finale; *5* — rotiri ale arcelor; *6* — rotirea consolei.

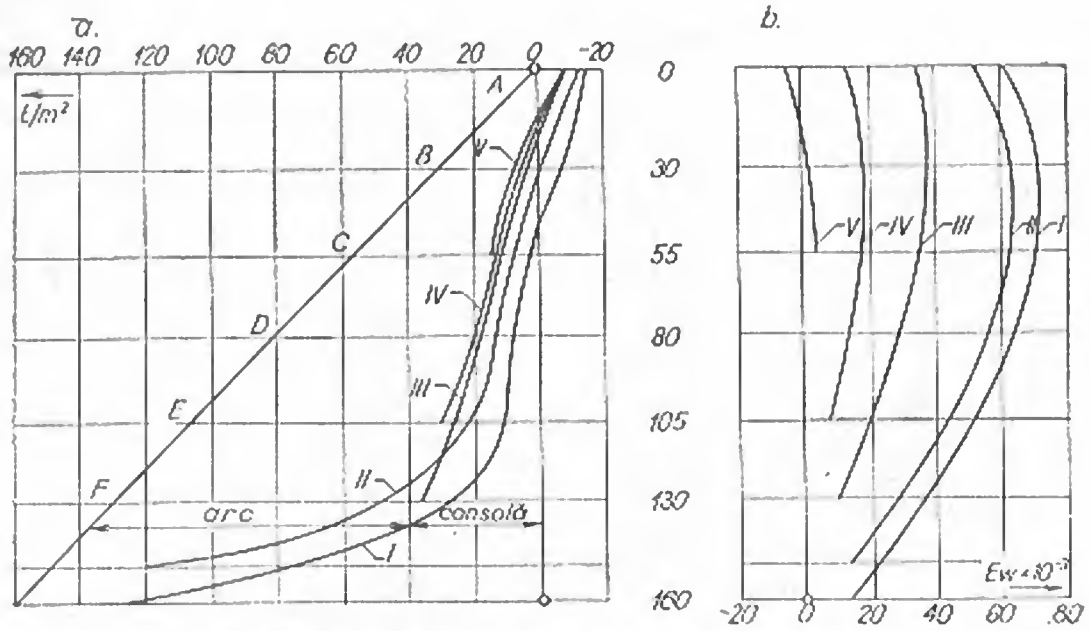


Fig. 3-106. Repartiții și deplasări radiale finale:
a — presiuni radiale; *b* — deformatele corespunzătoare.

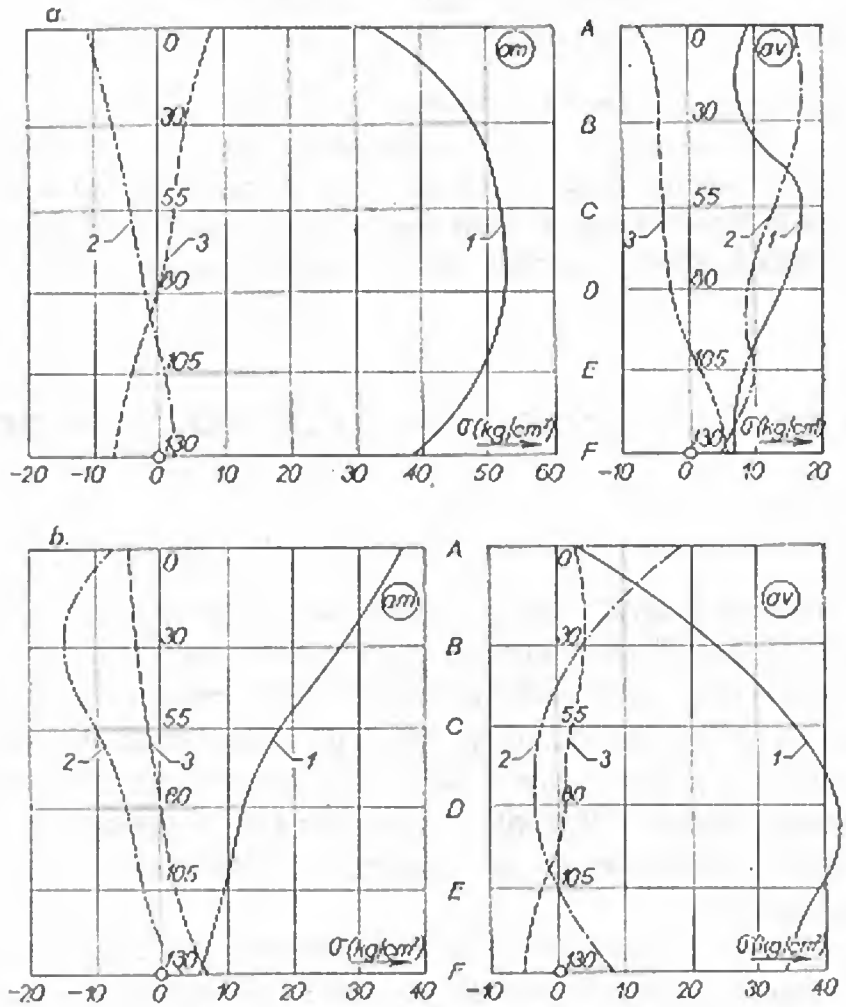


Fig. 3-107. Eforturi finale în arce:
a — la chei; *b* — la nașteri; *1* — din egalarea deplasărilor radiale; *2* — din egalarea deplasărilor tangențiale; *3* — din egalarea rotirilor.

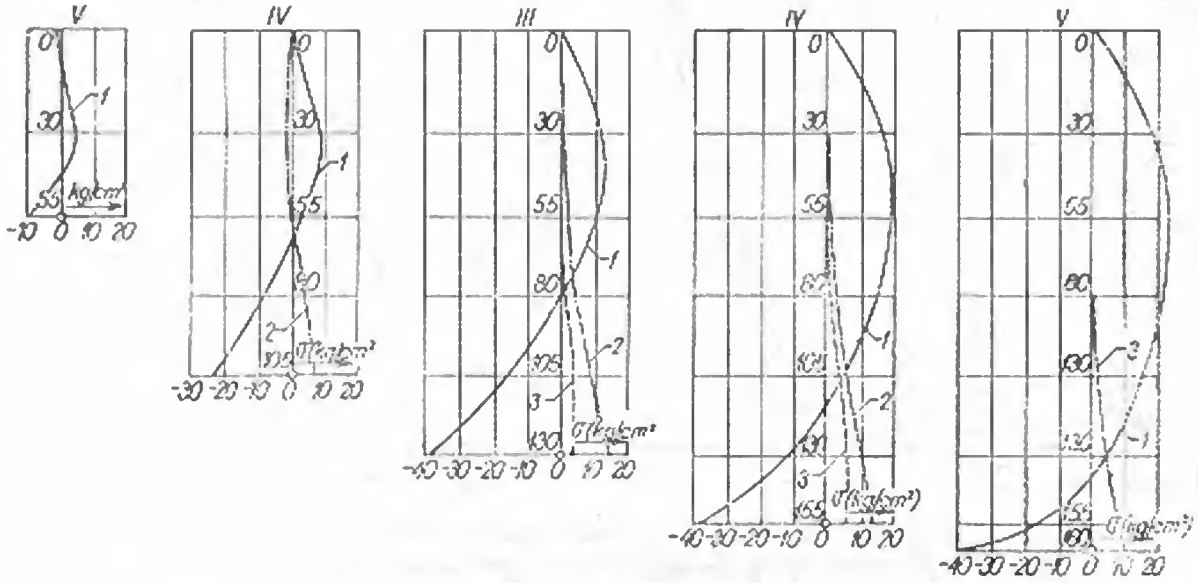


Fig. 3-108. Eforturi finale în console:
1 — din egalarea deplasărilor radiale; *2* — din egalarea deplasărilor tangențiale; *3* — din egalarea rotirilor.

Ca o caracteristică generală trebuie subliniat faptul că barajul Vidraru este un baraj foarte zvelt, plasat într-o vale în formă de chei și deci că efectul sarcinilor tangențiale și de torsiune este în consecință mai redus. Pentru alte baraje, mai groase sau plasate în văi mai largi, efectul sarcinilor tangențiale și de torsiune poate să devină de același ordin de mărime cu cel produs de sarcinile radiale.

§ 19. CALCULUL PRIN TEORIA PLĂCILOR CILINDRICE

88. Generalități

Metoda elaborată de *R. Prișcu* [19], se bazează pe transformarea ecuațiilor diferențiale ale plăcilor cilindrice în ecuații cu diferențe finite. Prin aplicarea acestor ecuații în nodurile unei rețele rectangulare și ținînd seama de condițiile de margine, se obține un sistem final de (n) ecuații cu (n) necunoscute. Aceste necunoscute reprezintă deplasările radiale, tangențiale și verticale ale suprafeței mediane a barajului în nodurile rețelei. Solicitările și eforturile care acționează în corpul barajului se calculează funcție de aceste deplasări, prin intermediul unor relații scrise tot prin diferențe finite.

De notat că, deși ecuațiile dezvoltate prin diferențe finite se referă la structuri cilindrice cu curbura constantă, ele se pot aplica cu oarecare aproximație și la structuri cu curbura ușor variabilă după verticală. Aproximația metodei este cu atît mai redusă cu cît variația curburii este mai lentă și pasul rețelei mai mic.

89. Determinarea ecuațiilor de bază

Admițînd simplificările curent acceptate în calculul plăcilor curbe de grosime medie — neglijarea contracției laterale din efect Poisson și neglijarea raportului dintre momentul de inerție și pătratul razei în raport cu grosimea — expresiile solicitărilor specifice normale și tangențiale și ale momentelor încovoietoare și de torsiune sînt:

$$
\begin{aligned}
n_x &= Du' - \frac{Kw''}{r} - D\omega T - \frac{K}{r}\omega\frac{\Delta T}{t}\\
n_y &= D\left(v' + \frac{w}{r}\right) + \frac{Kw''}{r} - D\omega T + \frac{K}{r}\omega\frac{\Delta T}{t}\\
n_{xy} &= \frac{1}{2}D(u' + v') - \frac{1}{2}\frac{Kw''}{r}\\
n_{yx} &= \frac{1}{2}D(u' + v') + \frac{1}{2}\frac{Kw''}{r}\\
m_x &= K\left(w'' - \frac{u'}{r}\right) + \frac{K}{r}\omega T + K\omega\frac{\Delta T}{t}\\
m_y &= K\left(w'' + \frac{w}{r^2}\right) - \frac{K}{r}\omega T + k\omega\frac{\Delta T}{t}\\
m_{xy} &= m_{yx} = Kw''.
\end{aligned}
\tag{116}
$$

În aceste relații intervin notațiile (fig. 3-109, *a*):

u — deplasarea verticală, pozitivă cînd se produce în jos;
v — deplasarea tangențială, pozitivă cînd se produce spre secțiunea centrală;
w — deplasarea radială, pozitivă cînd se produce spre amonte;
r — raza de curbură;
t — grosimea structurii;
$D = Et$, rigiditatea axială;
$K = \frac{1}{12}Et^3$, rigiditatea la încovoiere;
ω — coeficientul de dilatare liniară a betonului;
T — temperatura medie, uniform repartizată pe secțiunea de grosime t a barajului;
ΔT — diferența de temperatură dintre extremitățile amonte și aval ale secțiunii;

$\frac{\partial(\ )}{\partial x} = (\ )'$ — derivată după Ox;

$\frac{\partial(\ )}{\partial y} = (\ )^{\cdot}$ — derivată după Oy.

În relațiile (116) efectul solicitărilor termice s-a introdus plecînd de la deformațiile specifice produse de variațiile de temperatură [29]:

$$
\begin{aligned}
\varepsilon_1 &= \omega T \qquad \varkappa_1 = \omega\frac{\Delta T}{t};\\
\varepsilon_2 &= \omega T \qquad \varkappa_2 = \omega\frac{\Delta T}{t}.
\end{aligned}
\tag{117}
$$

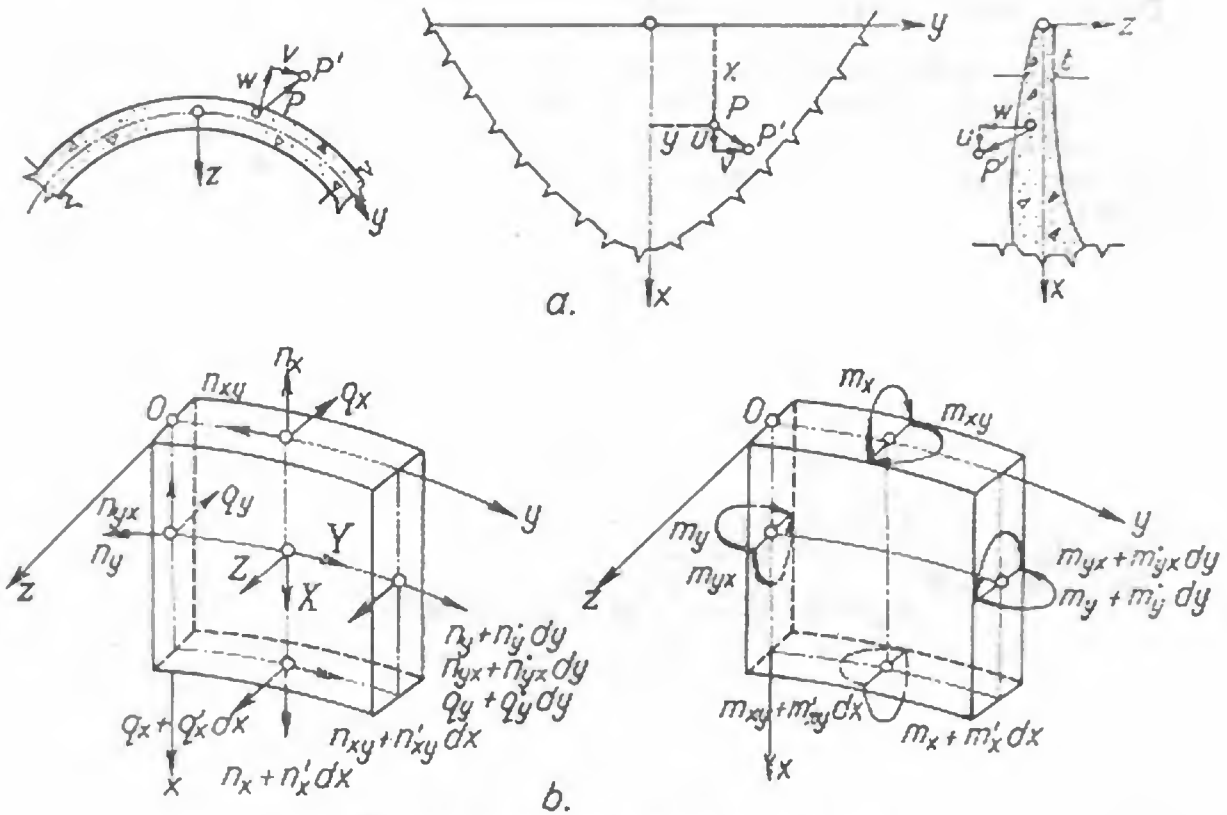


Fig. 3-109. Schema solicitărilor specifice:
a — sistemul de axe admis; *b* — solicitările specifice care acționează asupra unui element desprins din corpul barajului.

Aceste deformații nu se pot realiza liber și deci produc o serie de eforturi termice. Eforturile termice conduc la noi deformații specifice, care se suprapun cu cele date de sarcinile exterioare. Înlocuind deformațiile specifice totale cu expresiile lor în funcție de deplasări, s-au obținut relațiile (116).

Scriind echilibrul forțelor și momentelor care acționează asupra unui element infinit mic, desprins din corpul barajului (fig. 3-109, *b*) se obțin relațiile:

$$\Sigma F_x = 0 \qquad n'_x + n'_{yx} + X = 0 \qquad (118, a)$$

$$\Sigma F_y = 0 \qquad n'_{xy} + n'_y - \frac{q_y}{r} + Y = 0 \qquad (118, b)$$

$$\Sigma F_z = 0 \qquad q'_x + q'_y + \frac{n_y}{r} + Z = 0 \qquad (118, c)$$

$$\Sigma M_x = 0 \qquad m'_{xy} + m'_y - q_y = 0 \qquad (118, d)$$

$$\Sigma M_y = 0 \qquad m'_x + m'_{yx} - q_x = 0 \qquad (118, e)$$

$$\Sigma M_z = 0 \qquad m_{yx} + r(n_{xy} - n_{yx}) = 0 \qquad (118, f)$$

în care X, Y și Z reprezintă componentele solicitărilor exterioare reduse la suprafața mediană. Eliminînd forțele tăietoare din ecuațiile sistemului (118) și ținînd seama că relația (118, *f*) este identic satisfăcută, se obțin trei relații care leagă

solicitările interioare de cele exterioare. Înlocuind în sistemul obținut solicitările cu expresiile lor din grupul (116), se obțin ecuațiile cu derivate parțiale generale [19]:

$$(Du')' + \frac{1}{2}(Du^{\cdot})^{\cdot} + \frac{1}{2}(Dv')^{\cdot} - \frac{(Kw'')'}{r} + \frac{1}{2}\frac{(Kw'')^{\cdot}}{r} +$$

$$+ X - \omega(DT)' - \omega\left(\frac{K}{r}\frac{\Delta T}{t}\right)' = 0 \quad (119, a)$$

$$\frac{1}{2}(Du^{\cdot})' + (Dv^{\cdot})^{\cdot} + \frac{1}{2}(Dv')' + \frac{(Dw)^{\cdot}}{r} - \frac{3}{2}\frac{(Kw'')'}{r} +$$

$$+ Y - \omega TD^{\cdot} + \frac{\omega}{r^2}TK^{\cdot} = 0 \quad (119, b)$$

$$-\frac{(Ku')''}{r} + \frac{Dv^{\cdot}}{r} + \frac{Dw}{r^2} + \frac{Kw^{\cdot\cdot}}{r^2} + \frac{(Kw)^{\cdot\cdot}}{r^2} + (Kw^{\cdot\cdot})^{\cdot\cdot} + (Kw'')'' + 2(Kw'')^{\cdot\cdot} +$$

$$+ Z - \omega\left[\frac{DT}{r} - \frac{K}{r^2}\frac{\Delta T}{t} + \frac{T}{r}K^{\cdot\cdot} - \Delta T\left(\frac{K}{t}\right)^{\cdot\cdot} - \left(\frac{K}{r}T\right)'' - \left(\frac{K}{t}\Delta T\right)''\right] = 0 \quad (119, c)$$

În aceste ecuații s-a neglijat variația temperaturilor determinată de variațiile grosimilor arcelor după orizontală, adică valorile T și ΔT s-au presupus constante pe desfășurata fiecărui arc component al barajului.

90. Ecuații cu diferențe finite

Dată fiind imposibilitatea rezolvării analitice a sistemului de ecuații cu derivate parțiale (119), se recurge la procedeul diferențelor finite. Pentru transformarea ecuațiilor (119) în ecuații cu diferențe finite, se împarte suprafața mediană a barajului într-o rețea ortogonală. Pasul rețelei se admite constant după verticală și egal cu o cotă parte din înălțimea maximă de calcul $h = H/n$. După orizontală el va fi diferit ca mărime, dar tot constant și egal cu l (fig. 3-110).

Făcînd dezvoltările în diferențe finite și însumînd termenii corespunzători, rezultă cele trei ecuații căutate.

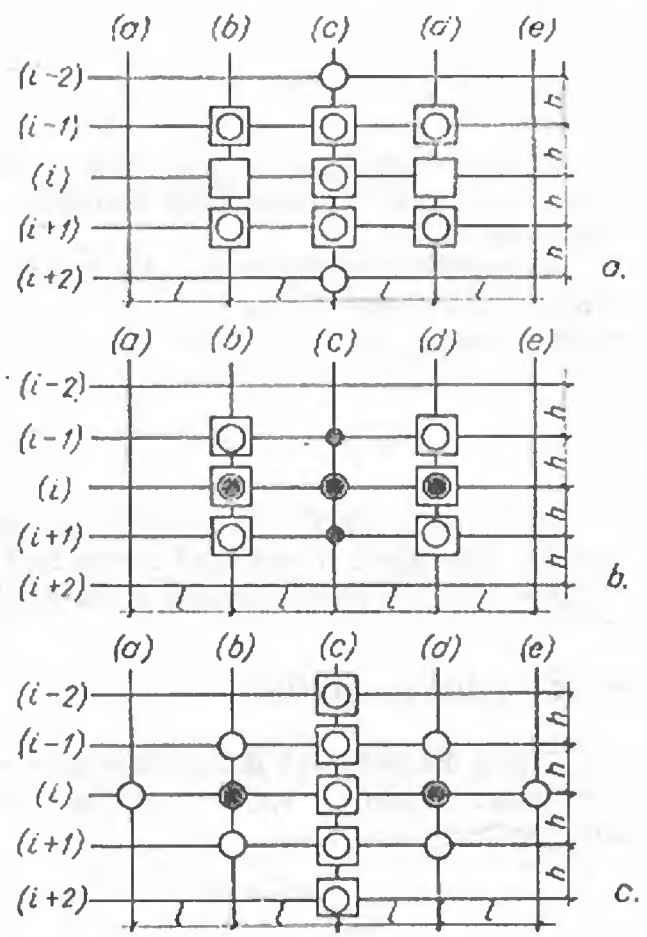


Fig. 3-110. Deplasări radiale w (cercuri), tangențiale v (cercuri pline) și verticale u (pătrate) care intervin în jurul nodului $\binom{c}{i}$:

a — din ecuația după Ox; *b* — din ecuația după Oy; *c* — din ecuația după Oz.

Modul în care intervin deplasările în jurul nodului (i) prin dezvoltarea în diferențe finite a ecuațiilor (119) este ilustrat în figura 3-110:

— în ecuația după Ox, transformata lui (119, a) — 9 deplasări radiale și 9 deplasări verticale;

— în ecuația după Oy, transformata lui (119, b) — 7 deplasări radiale, 5 deplasări tangențiale și 6 deplasări verticale;

— în ecuația după Oz, transformata lui (119,c) — 13 deplasări radiale, 2 deplasări tangențiale și 5 deplasări verticale.

91. Condiții de margine

Condițiile de margine pentru coronament ($x = 0$), valabile pentru situația în care axul acestuia este o linie de curbură principală iar sarcinile exterioare sînt nule, sînt indicate sub forma [30]:

$$\begin{aligned} m_x &= 0 \\ n_x &= 0 \\ n_{xy} - \frac{m_{xy}}{r} &= 0 \\ q_x + m_{xy}' &= 0. \end{aligned} \tag{120}$$

Prin dezvoltarea ecuațiilor (120) în funcție de deplasări și apoi în diferențe finite, se determină deplasările nodurilor din afara rețelei în funcție de cele din interiorul ei [19].

Condițiile de margine de-a lungul conturului de fundație se pot scrie aplicînd artificiul lui *Vogt* [14]. Barajul se consideră perfect încastrat de-a lungul conturului fictiv rezultat, fapt care conduce la condițiile:

$$\begin{aligned} u &= 0 \qquad u' = 0 \\ v &= 0 \qquad w' = 0 \\ w &= 0 \end{aligned} \tag{121}$$

Aplicînd condițiile de margine arătate, numărul de necunoscute (deplasări radiale, tangențiale și verticale) devine egal cu numărul de ecuații și sistemul rezultat prin dezvoltarea în diferențe finite a relațiilor (119) este rezolvabil.

92. Calculul eforturilor

După determinarea deplasărilor u, v și w în nodurile rețelei, se pot calcula în continuare solicitările specifice și eforturile unitare. Pentru calculul eforturilor se folosesc relațiile:

$$\begin{aligned} \frac{1}{E}\sigma_x &= (u' + zw'') - \omega\left(T + z\frac{\Delta T}{t}\right); \\ \frac{1}{E}\sigma_y &= \left(v' + \frac{rzw''}{r-z} + \frac{w}{r-z}\right) - \omega\left(T + z\frac{\Delta T}{t}\right); \\ \frac{1}{E}\tau_{xy} &= u' + v' + rw''\left(\frac{z}{r} + \frac{z}{r-z}\right). \end{aligned} \tag{122}$$

Se păstrează diferențierea numerică, dezvoltînd expresiile (122) în diferențe finite pentru rețeaua cu pasul h după verticală și l după orizontală.

În expresiile eforturilor, paramentul aval este definit prin $z = +t/2$, iar paramentul amonte prin $z = -t/2$. Pentru eforturi semnul plus reprezintă tensiuni, iar semnul minus compresiuni.

93. Aplicație practică

Metoda prezentată a fost aplicată la calculul barajului *Paltinul* ($H = 108$ m). Barajul fiind considerat simetric, s-a analizat numai o jumătate din structură. S-a admis o rețea rectangulară, cu pasul pe verticală $h = 20$ m și pasul pe orizontală $l = 28$ m. Ținînd seama de deformabilitatea terenului prin artificiul *Vogt*, structura extinsă are o desfășurare totală la coronament de $2 \times 6 \times 28 = 336$ m și o înălțime de $7 \times 20 = 140$ m.

Rețeaua a cuprins 32 de noduri de cîmp și 8 noduri pe conturul fundației (fig. 3-111). Aplicînd ecuațiile prezentate a rezultat un sistem final de 89 de ecuații

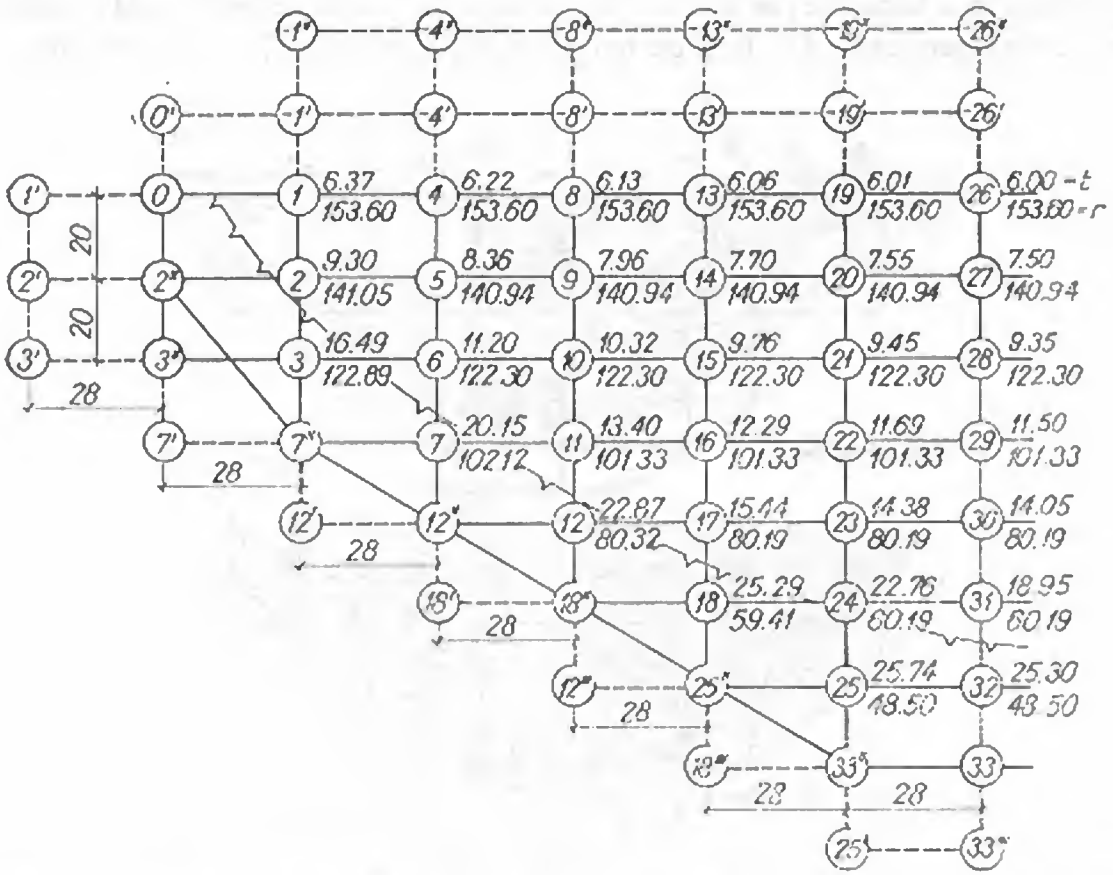


Fig. 3-111. Rețeaua de calcul a barajului Paltinul, cu grosimile și razele de curbură în fiecare nod.

liniare cu 89 de necunoscute. Numărul maxim de necunoscute care a intervenit într-una din aceste ecuații este 20.

Încărcările care au fost analizate cuprind presiunea hidrostatică, presupusă că acționează numai în planuri orizontale, cu nivelul apei la coronament și solicitările termice corespunzătoare ridicărilor și coborîrilor de temperatură, în ipotezele lacului plin și gol. Temperaturile de calcul T și ΔT au fost determinate în mod convențional pentru momentul în care secțiunea de la jumătatea înălțimii barajului este cea mai solicitată din punct de vedere termic.

O parte din rezultatele calculelor efectuate sînt reprezentate în figurile 3-112 ... 3-118, unde sînt figurate deplasările w, v, u și eforturile $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ pentru încărcarea din presiunea hidrostatică și starea de deformație w, v, u, pentru cele patru ipoteze clasice de solicitare termică.

Analizînd valorile deplasărilor și eforturilor se constată că:

— presiunea hidrostatică reprezintă solicitarea principală pentru baraj; deplasările și eforturile pe care le provoacă iau cele mai mari valori în cazul lacului plin;

— la rîndul lor solicitările termice joacă un rol însemnat în starea de efort și deformație a barajului; se evidențiază de asemenea rolul cel puțin egal al diferențelor de temperatură ΔT, față de temperaturile uniforme T, asupra barajului.

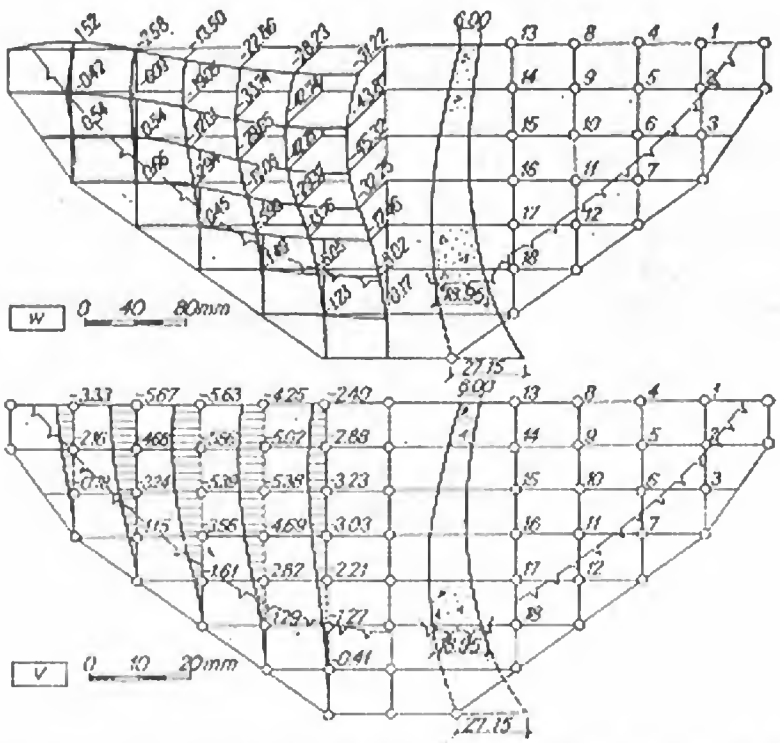


Fig. 3-112. Lac plin-presiune hidrostatică: deplasări radiale w și tangențiale v.

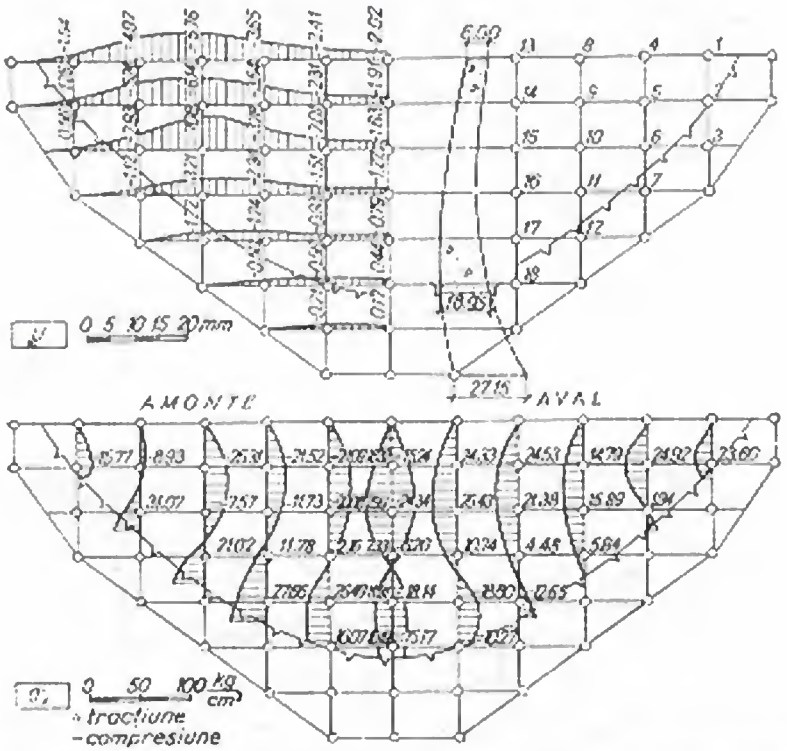


Fig. 3-113. Lac plin — presiune hidrostatică: deplasări verticale u și eforturi verticale σ_z.

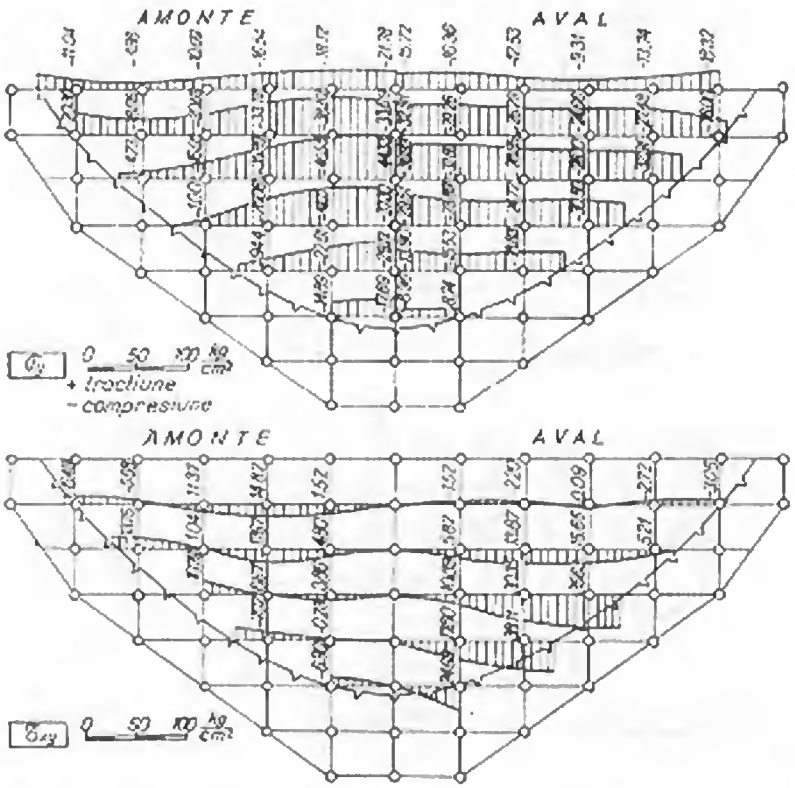


Fig. 3-114. Lac plin — presiune hidrostatică: eforturi orizontale σ_y și tangențiale τ_{xy}.

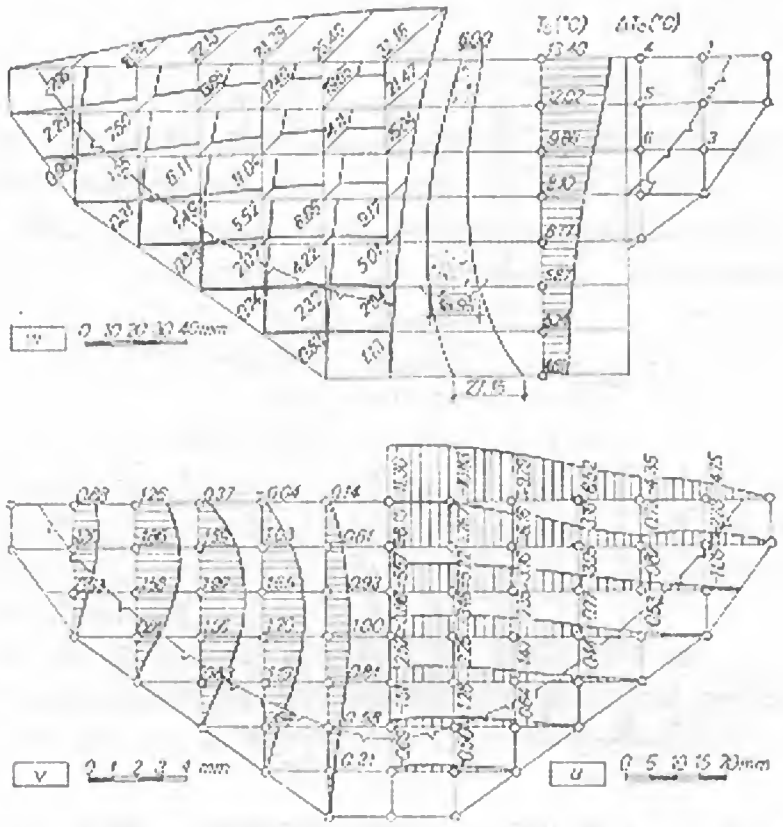


Fig. 3-115. Lac gol — ridicare de temperatură: deplasări radiale w, tangențiale v și verticale u.

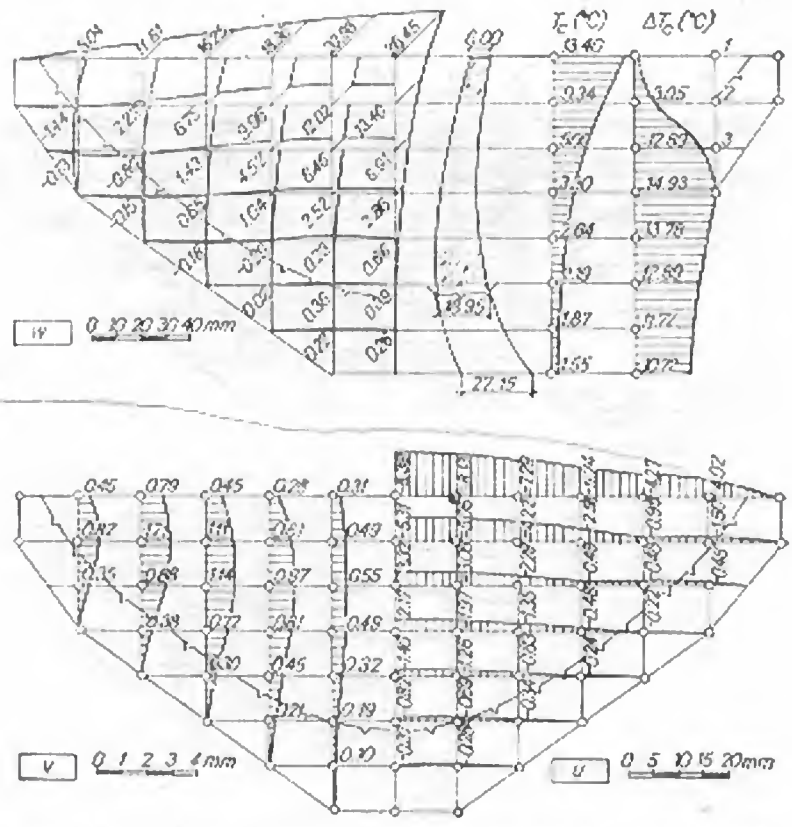


Fig. 3-116. Lac plin — ridicare de temperatură: deplasări radiale w, tangențiale v și verticale u.

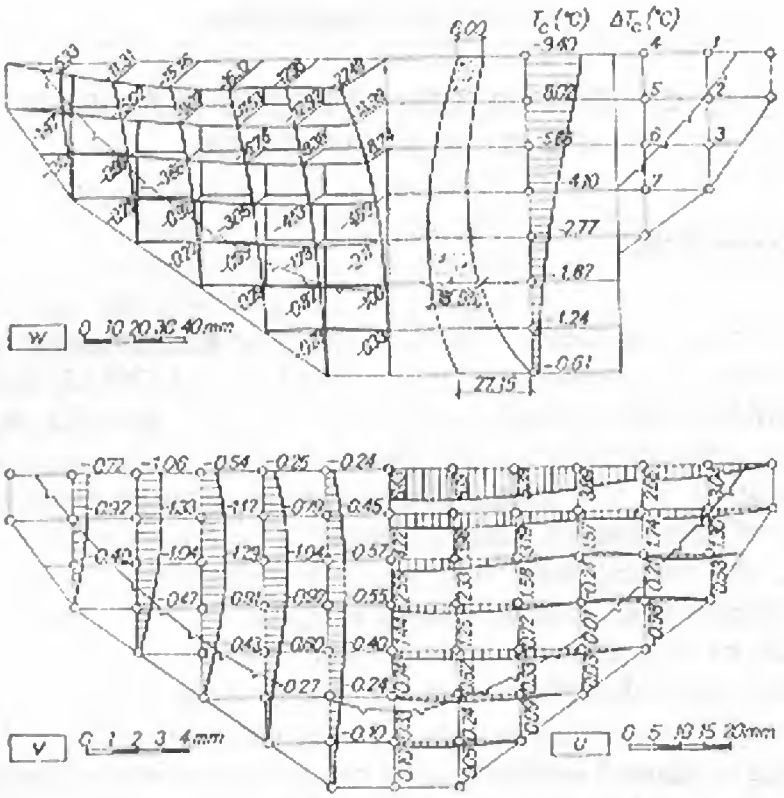


Fig. 3-117. Lac gol — coborîre de temperatură: deplasări radiale w, tangențiale v și verticale u.

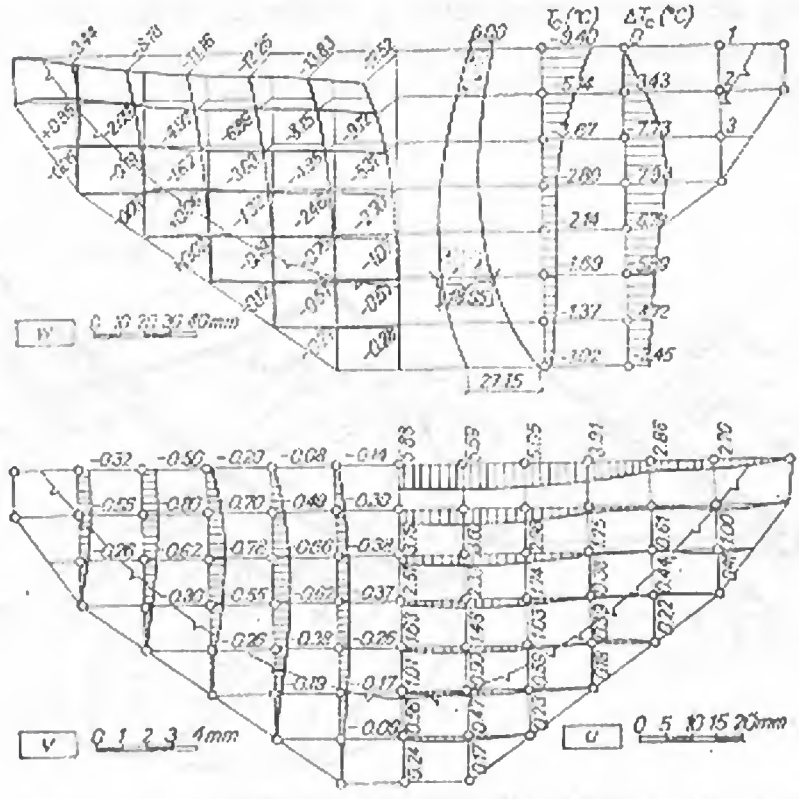


Fig. 3-118. Lac plin — coborîre de temperatură: deplasări radiale w, tangențiale v și verticale u.

§ 20. CALCULUL PRIN TEORIA PLĂCILOR CU DUBLĂ CURBURĂ

94. Modelul geometric

Analizînd formele suprafețelor mediane ale unor baraje arcuite construite pînă în prezent, *R. Prișcu*, *D. Stematiu* și *A. Popovici* constată [20] că fiecare din aceste suprafețe concordă destul de exact cu o porțiune dintr-o anumită suprafață de rotație (fig. 3-119), delimitată de planul de coronament și de conturul fundației. Suprafețe de acest tip se pot genera prin rotirea unei curbe plane, numită curbă meridiană, în jurul unei axe de rotație situată în același plan cu ea. Drept curbe meridiane, care sînt tocmai axele de figură ale secțiunilor maestre, se pot alege arce de cerc, succesiuni de arce de cerc de raze diferite, elipse, sau curbe oarecare. Se constată însă, că majoritatea axelor de figură ale secțiunilor maestre sînt asimilabile, cu foarte mici abateri, cu arce de cerc de rază constantă (fig. 3-119, *a*).

Calculul barajului se reduce la calculul unei plăci cu dublă curbură, care are curbura constantă în planuri radiale axei de rotație. Suprafața mediană este caracterizată de o rețea ortogonală curbilinie, formată de arcele de cerc meridiane de rază R și de cercurile paralele descrise de punctele meridianei în timpul rotației. Din dezvoltarea primelor două forme pătratice ale suprafeței rezultă că meridianele și paralelele sînt tocmai liniile de curbură principale, iar razele de curbură corespunzătoare lor sînt R pe direcția meridianelor și r, măsurată pe R de la punctul considerat pînă la intersecția cu axa de rotație, pe direcția paralelelor (fig. 3-119, *b*).

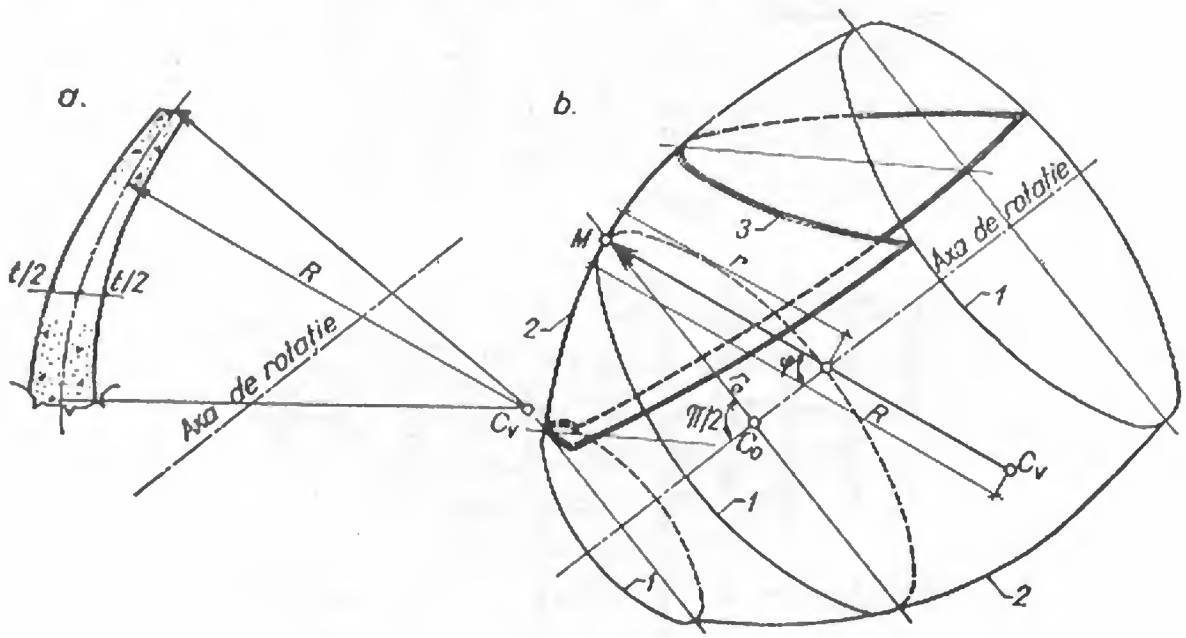


Fig. 3-119. Trasarea barajului:

a — definirea axei de figură a secțiunii maestre; *b* — generarea suprafeței mediane; *1* — cercuri paralele; *2* — cercuri meridiane; *3* — decupajul barajului.

95. Determinarea ecuațiilor de bază

Se pleacă de la ecuațiile cele mai generale ale plăcilor curbe de grosime medie, stabilite de *A. E. H. Love*, care se adaptează pentru suprafața de rotație admisă.

Un prim grup de ecuații se obține scriind echilibrul forțelor și momentelor care acționează asupra unui element desprins din corpul barajului (fig. 3-120, *b*), față de un sistem local de coordonate $0, \bar{x}, \bar{y}, \bar{z}$:

$$\sum F_{\bar{x}} = 0 \quad n_x' - n_{yx} + (n_y - n_z)\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{r} - \frac{q_x}{R} + X = 0 \qquad (123, a)$$

$$\sum F_{\bar{y}} = 0 \quad n_{xy}' + n_y' - (n_{xy} - n_{yz})\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{r} - \frac{q_y}{r} + Y = 0 \qquad (123, b)$$

$$\sum F_{\bar{z}} = 0 \quad q_x' + q_y' - q_x\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{r} + \frac{n_x}{R} + \frac{n_y}{r} + Z = 0 \qquad (123, c)$$

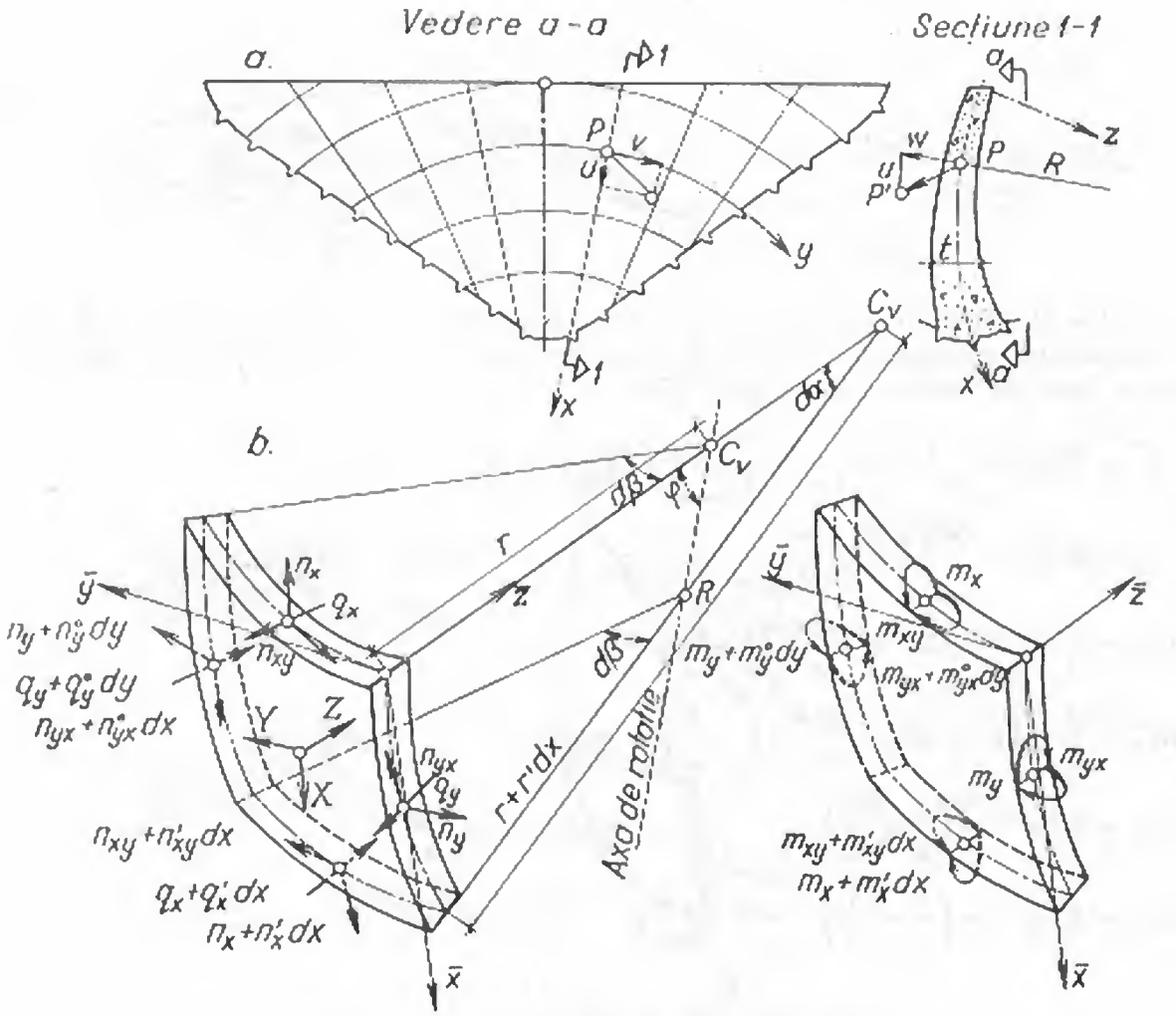


Fig. 3-120. Schema solicitărilor specifice:
a — sistemul de axe admis; *b* — solicitările care acționează asupra unui element desprins din corpul barajului.

$$\sum M_{\bar{x}} = 0 \quad m'_{xy} + m'_y - (m_{xy} + m_{yx}) \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r} - q_y = 0 \qquad (123, d)$$

$$\sum M_{\bar{y}} = 0 \quad m'_x + m'_{yx} + (m_y - m_x) \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r} - q_x = 0 \qquad (123, e)$$

$$\sum M_{\bar{z}} = 0 \quad n_{xy} - n_{yx} + \frac{m_{yx}}{r} - \frac{m_{xy}}{R} = 0 \qquad (123, f)$$

în care X, Y, Z reprezintă componentele solicitărilor exterioare, reduse la suprafața mediană, r și R sînt razele de curbură principale, iar φ este unghiul pe care îl face raza vectoare în punctul considerat cu axa de rotație. Notațiile derivatelor sînt cele cunoscute, corespunzătoare direcțiilor $O\bar{x}$ și $O\bar{y}$.

Dacă se elimină forțele tăietoare din ecuațiile grupului (123) și se ține seama că ecuația (123, f) este identic satisfăcută, se obține sistemul de ecuații cu derivate parțiale care leagă solicitările exterioare de cele interioare:

$$\begin{gathered}
n'_x + n'_{yx} + (n_y - n_x) \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r} - \frac{m'_x + m_{yx}}{R} - (m_y - m_x) \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{Rr} + X = 0 \\
n'_{xy} + n'_y - (n_{xy} + n_{yx}) \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r} - \frac{m'_{xy} + m_y}{r} + (m_{xy} + m_{yx}) \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r^2} + Y = 0 \\
m''_x + m''_y + m''_{xy} + m'_{yx} + (m'_y - 2m'_x - 2m'_{yx} - m'_{xy}) \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r} + \\
+ \frac{m_y - m_x}{Rr} + \frac{n_x}{R} + \frac{n_y}{r} + Z = 0.
\end{gathered} \qquad (124)$$

Un al doilea grup de ecuații se obține exprimînd solicitările specifice (normale, tangențiale, momente încovoietoare și de torsiune) în funcție de deplasări, referitoare la o linie de curbură principală [20]:

$$\begin{gathered}
n_x = D\left(u' + \frac{w}{R}\right) - K\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R}\right) w'' - D\omega T - K\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R}\right) \omega \frac{\Delta T}{t} \\
n_y = D\left(v' - \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r} u + \frac{w}{r}\right) + K\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R}\right) w'' - D\omega T + K\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R}\right) \omega \frac{\Delta T}{t} \\
n_{xy} = \frac{1}{2} D\left(v' + u' + \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r} v\right) - \frac{K}{2}\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R}\right) w'' \\
n_{yx} = \frac{1}{2} D\left(v' + u' + \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r} v\right) + \frac{K}{2}\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R}\right) w'' \\
m_x = K\left[w'' - \left(\frac{1}{r} + \frac{1}{R}\right) u' - \frac{w}{rR}\right] + \frac{K}{r} \omega T + K\omega \frac{\Delta T}{t} \\
m_y = K\left[w'' - \left(\frac{1}{r} + \frac{1}{R}\right) v' + 2 \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{Rr} u - \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{r} w' - \frac{w}{Rr}\right] + \\
+ \frac{K}{R} \omega T + K\omega \frac{\Delta T}{t} \\
m_{xy} = m_{yx} = Kw''.
\end{gathered} \qquad (125)$$

Notaţiile, conforme cu figura 3-120, *a*, sînt aceleaşi cu cele folosite în paragraful precedent.

Dacă solicitările specifice date de relaţiile (125) se înlocuiesc în ecuaţiile de echilibru (124), se obţin ecuaţiile cu derivate parţiale exprimate în deplasări, ecuaţii care permit calculul structurii.

96. Condiţii de margine

Definind suprafaţa mediană după cum s-a arătat, şi delimitînd coronamentul prin secţionarea cu un plan orizontal, acesta nu mai are axul longitudinal orientat după o linie de curbură principală. Axul coronamentului face cu direcţiile liniilor de curbură principale un unghi θ, respectiv $\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)$ în fiecare punct (fig. 3-121).

Solicitările care intrau în ecuaţiile de bază (124) şi (125) se refereau la o linie de curbură principală. Legătura dintre solicitările specifice care se dezvoltă pe linia

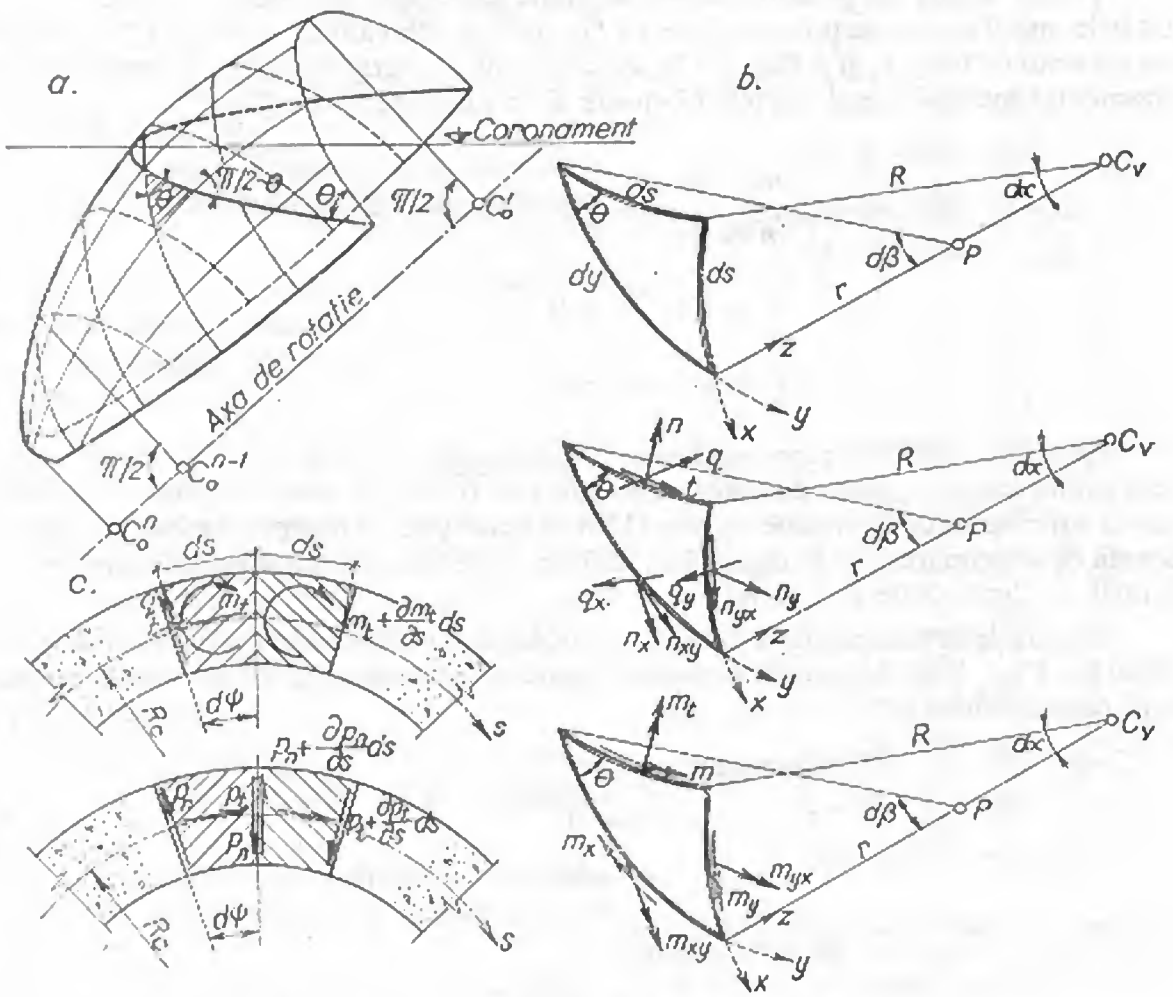


Fig. 3-121. Condiţii de margine la coronament:

a — definirea decupajului coronamentului; *b* — solicitări specifice pe o secţiune oarecare; *c* — sistemul de forţe echivalent pe boltar.

de coronament și solicitările specifice de pe liniile de curbură principale se obține separînd un element infinit mic, triunghiular, curbiliniu, care are două dintre laturi constituite din linii de curbură principale și a treia, linia decupajului la unghi θ (fig. 3-121, *b*).

Expresiile solicitărilor specifice de pe linia de decupaj sînt [30]:

$$\begin{aligned} n &= n_x \cos^2\theta + n_y \sin^2\theta - (n_{xy} + n_{yx}) \sin\theta \cos\theta \\ m &= m_x \cos^2\theta + m_y \sin^2\theta - (m_{xy} + m_{yx}) \sin\theta \cos\theta \\ q &= q_x \cos\theta - q_y \sin\theta \\ t &= n_{xy} \cos^2\theta - n_{yx} \sin^2\theta + (n_x - n_y) \sin\theta \cos\theta \\ m_t &= m_{xy} \cos^2\theta - m_{yx} \sin^2\theta + (m_x - m_y) \sin\theta \cos\theta, \end{aligned} \tag{126}$$

în care n este forța normală, t forța tangențială, q forța de lunecare, m momentul încovoietor și m_t momentul de torsiune.

Ținînd seama că pe coronament sarcinile exterioare sînt nule și deci că și solicitările specifice pe secțiune trebuie să fie nule și echivalînd momentul de torsiune cu sistemul de forțe p_n și p_t (fig. 3-121, *c*), condițiile de margine anulează forța normală, momentul încovoietor și forțele tăietoare și de lunecare totale [20]:

$$\begin{aligned} m &= 0 \\ n &= 0 \\ T &= t - \frac{m_t}{R_c} = 0 \\ Q &= q + m_t' \sin\theta + m_t' \cos\theta = 0. \end{aligned} \tag{127}$$

În relațiile (127) R_c reprezintă raza la coronament a barajului. Ele trebuie corectate ținînd seama că linia de coronament nu este o linie de curbură principală. Înlocuind solicitările cu expresiile lor din (126) în condițiile de margine stabilite, și ținînd seama de exprimarea lor în deplasări (125), se obțin ecuațiile corespunzătoare funcție numai de deplasările u, v și w.

Condițiile de margine de-a lungul conturului de fundație se pot scrie aplicînd artificiul lui *Vogt* [14]. Barajul se consideră perfect încastrat pe conturul fictiv rezultat fapt care conduce la:

$$\text{pe versanți:} \quad \begin{aligned} u &= 0 \\ v &= 0 \\ w &= 0 \qquad w' = 0 \end{aligned} \tag{128}$$

$$\text{în albie:} \quad \begin{aligned} u &= 0 \\ v &= 0 \\ w &= 0 \qquad w' = 0. \end{aligned} \tag{129}$$

97. Metodica de lucru

Pentru a fi determinată starea de efort din baraj trebuie cunoscute mai întîi deplasările pe cele trei direcţii u, v şi w ale suprafeţei mediane. Integrarea analitică a ecuaţiilor de bază prezentate nefiind posibilă, se recurge la procesul diferenţelor finite. Se poate merge pe două căi:

— se lucrează numai cu deplasări şi se scriu ecuaţiile generale de echilibru în diferenţe finite, aplicîndu-se în nodurile reţelei de calcul. Punînd condiţiile de margine (127), (128) şi (129), funcţie tot de deplasări, se obţine un sistem final liniar de (n) ecuaţii cu (n) necunoscute. Acestea sînt tocmai deplasările radiale, după paralele şi după meridiane, în nodurile reţelei. Funcţie de acestea se determină eforturile;

— se lucrează într-un sistem mixt, de deplasări şi solicitări specifice. Ecuaţiile de echilibru (124) şi exprimarea acestora în funcţie de deplasări (125) se dezvoltă în diferenţe finite, în nodurile reţelei de calcul. Se asociază condiţiile de margine (127), (128) şi (129), dezvoltate tot în diferenţe finite şi se obţine sistemul final liniar de (n) ecuaţii cu (n) necunoscute. Acestea sînt cele trei deplasări u, v şi w şi cele şapte solicitări specifice m_x, m_y, n_x, n_y, n_{xy}, n_{yx}, m_{xy}. Eforturile se determină în funcţie de deplasări sau de solicitările specifice.

Adoptarea primei căi are avantajul obţinerii unui sistem final cu un număr mai redus de ecuaţii, dar necesită calcule mai laborioase. A doua cale este mai utilă în cazul calculului pe calculatoare mari, uşurînd programarea şi permiţînd stăpînirea ordinului de mărime al coeficienţilor sistemului.

Acceptînd prima cale, modul în care intervin deplasările în jurul nodului $\binom{c}{i}$ prin dezvoltarea în diferenţe finite a ecuaţiilor generale exprimate în deplasări, este ilustrat în figura 3-122:

— în ecuaţia după $O\bar{x}$ — 11 deplasări radiale, 9 deplasări tangenţiale şi 5 deplasări după meridian;

— în ecuaţia după $O\bar{y}$ — 11 deplasări radiale, 5 deplasări tangenţiale şi 7 deplasări după meridian;

— în ecuaţia după $O\bar{z}$ — 13 deplasări radiale, 9 deplasări tangenţiale şi 7 deplasări după meridian.

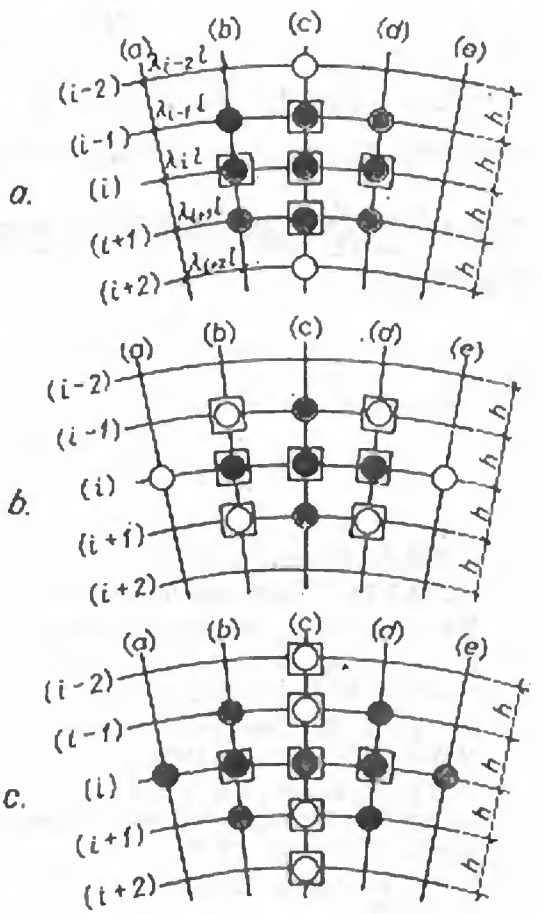


Fig. 3-122. Deplasări radiale w (cercuri), tangenţiale v (cercuri pline) şi după meridian u (pătrate) care intervin în jurul nodului $\binom{c}{i}$:

a — din ecuaţia după $O\bar{x}$; *b* — din ecuaţia după $O\bar{y}$; *c* — din ecuaţia după $O\bar{z}$.

98. Calculul eforturilor

Odată cunoscute deplasările în toate punctele structurii se pune problema calculului eforturilor unitare. Pentru suprafața de rotație considerată, expresiile acestora în funcție de deplasări sînt:

$$\frac{\sigma_x}{E} = z\left(1 + \frac{z}{R}\right)w'' + \frac{w}{R} + \left(1 - \frac{z}{R} - \frac{z^2}{R^2}\right)u' - \omega\left(T + z\frac{\Delta T}{t}\right)$$

$$\frac{\sigma_y}{E} = z\left(1 + \frac{z}{R}\right)\left(w'' - \frac{\operatorname{ctg}\varphi}{r}w'\right) + \frac{w}{r} + \left(1 - \frac{z}{r} - \frac{z^2}{r^2}\right)v' -$$

$$- \left(1 - \frac{z}{R} - \frac{z^2}{Rr}\right)\frac{\operatorname{ctg}\varphi}{r}u - \omega\left(T + z\frac{\Delta T}{t}\right) \qquad (130)$$

$$\frac{\tau_{xy}}{G} = \left[2z + z^2\left(\frac{1}{r} + \frac{1}{R}\right)\right]w'' + \left[1 - 2z\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{R}\right) -\right.$$

$$\left. - z^2\left(\frac{1}{r^2} - \frac{1}{R^2}\right)\right]\left(v' + \frac{\operatorname{ctg}\varphi}{r}v\right) + u'.$$

Pentru calculul efectiv se recurge la dezvoltarea acestora în diferențe finite. În relațiile (130) paramentul aval este definit prin $z = +\frac{t}{2}$, iar paramentul amonte prin $z = -\frac{t}{2}$. Pentru eforturi semnul plus reprezintă tensiuni, iar semnul minus compresiuni.

BIBLIOGRAFIE

1. U.S.B.R. *Dams classified by year of completion and by typs.* Washington, 1962.
2. I.C.O.L.D. *World register of dams.* 1965.
3. Bellier, I. *Le barrage de Malpasset.* Travaux, nr. 7, 1968.
4. Prișcu, R., Stoian, A. *Considerații asupra stabilității barajelor de tip Incze din țara noastră.* Hidrotehnica, nr. 7, 1962.
5. Prișcu, R. *Concepții moderne aplicate la construcția barajelor în arc din țara noastră.* Hidrotehnica, nr. 8, 1964.
6. Prișcu, R., Băncilă, I., Teodorescu, A., Flegonț, G. *La construction de deux grands barrages dans le flysche carpathique de Roumanie.* Dixième Congrès des Grands Barrages, Montreal, 1970.
7. * * * *Le rapport d'expertise sur la rupture du barrage de Malpasset.* Le Génie Civil, nr. 11, 12, 1965.
8. Tölke, F. *Talsperren.* Berlin, 1938.
9. Serafim, L. *New shapes for arch dams.* Civil engineering, november, 1966.
10. Semenza, C. *Arch dams development in Italy.* Proceedings ASCE, june, 1956.
11. Constantinescu, M. *Conlucrarea barajelor din beton cu fundații diverse.* Teză de doctorat, Institutul de Construcții București, 1972.

12. Simonds, W. *Arch dams. Theory and practice of joint grounting.* Proceedings A.S.C.E., november, 1958.
13. Coyne, A. *Le clavage des joints des barrages—voûtes.* Deuxième Congrès des Grands Barrages, Washington, 1936.
14. Vogt, F. *Ueber die Berechnung von Fundamentdeformationen.* Oslo, 1925.
15. U. S. B. R. *Treatise on dams.* Cap. X, Arch dams. Denver, 1965.
16. Prişcu, R., Popovici, A., Ilie, L. *Calculul arcelor de grosime variabilă* (lucrare în curs de publicare).
17. Prişcu, R.. *Contribuţii la calculul termoelastic al barajelor arcuite.* Studii de Geotehnică, Fundaţii şi Construcţii hidrotehnice XIV, Bucureşti, 1969.
18. Prişcu, R., Constantinescu, M. *Le calcul des barrages—voûtes par la méthode des réseaux.* Quatrième Congrès des Grands Barrages, New York, 1958.
19. Prişcu, R. *Le calcul triaxial des barrages—voûtes par la méthode des réseaux.* L'Energia Elettrica, nr. 11, 1971.
20. Prişcu, R., Stematiu, D., Popovici, A. Le calcul des barrages-voûtes à double courbure. Revue Roumaine des sciences tehniques, Tome 19, No. 3, 1974.
21. Copen, M. D. *Trial Load analysis and its application to modern arch dam design.* Theory of arch dams, Southampton, 1965.
22. Serafim, L., *Stresses in arch dams due their mass.* Theory of arch dams, Southampton, 1965.
23. Prişcu, R., Cristidis, V. *Pesimizarea solicitărilor termice la barajele arcuite* (lucrare în curs de publicare).
24. Kelen, N. *Die Staumauern.* Berlin, 1926.
25. Prişcu, R. *Efectul cutremurului asupra barajelor de greutate şi în arc pur.* Studii şi cercetări de mecanică şi metalurgie, nr. 3, 1951.
26. Prişcu, R., Constantinescu, M. *Le calcul élastique des arcs circulaires sollicités par pressions variables.* Revue Roumaine des sciences tehniques, tome 10, nr. 4, 1965.
27. Perkins, W. A. *Analysis of arch dams of variable thickness.* Proceedings ASCE, may, 1952.
28. Mladyenovitch, V. *Deformation des fondations des barrages.* Travaux, nr. 11—12, 1966.
29. Melan, E., Parkus, H. *Wärmespannungen infolge stationärer Temperaturfelder.* Wien, 1953.
30. Lombardi, I. *Les barrages en voûte mince.* Lausanne, 1955.

CAPITOLUL 4

BARAJE CU CONTRAFORȚI

§ 1. BARAJE EVIDATE

1. Primele variante

Ideea practicării de goluri în corpul barajelor de greutate a apărut datorită faptului că eforturile care acționează în cele mai solicitate zone ale acestor baraje sînt situate în general sub valorile de care este capabil betonul. O reducere a secțiunilor active conduce la eforturi efective mai mari și implicit la o utilizare mai rațională a materialului de construcție.

La baza realizărilor moderne de baraje evidate stă propunerea inginerului italian *Figari* [1] de a dispune golurile în zona de mijloc a barajului și prelungirea acestora pînă în suprafața de fundație (fig. 4-1, *a*). Această dispoziție corespunde cu modul în care acționează din punct de vedere static un baraj de greutate și este justificată de spectrul liniilor de egal efort principal, trasate în ipoteza lacului plin și gol (fig. 4-1, *b*). Zonele din interiorul profilului sînt mai puțin solicitate decît cele exterioare, și, prin urmare, zona care poate să fie slăbită este cea din mijloc.

Deși propusă încă din anul 1900, ideea lui *Figari* este perfecționată și realizată de-abia în anul 1935 de către *A. Stucky* prin barajul *Dixence* din Elveția [2]. În perioada 1900—1930 mai apar o serie de propuneri de evidare a barajelor de greutate masive, dintre care se pot cita [1]:

— soluția propusă de *Pokorny și Rupły* (1909), schițată în figura 4-2, *a*. Paramentele egal înclinate și talpa sînt prevăzute a se realiza din zidărie de piatră; interiorul, de formă celulară, este lestat pentru a se asigura stabilitatea. Prin suprafața mare a fundației și greutatea volumetrică mai redusă, eforturile pe teren ating valori moderate. Din cauza lipsei de rigiditate și a costului ridicat, această soluție nu este recomandabilă;

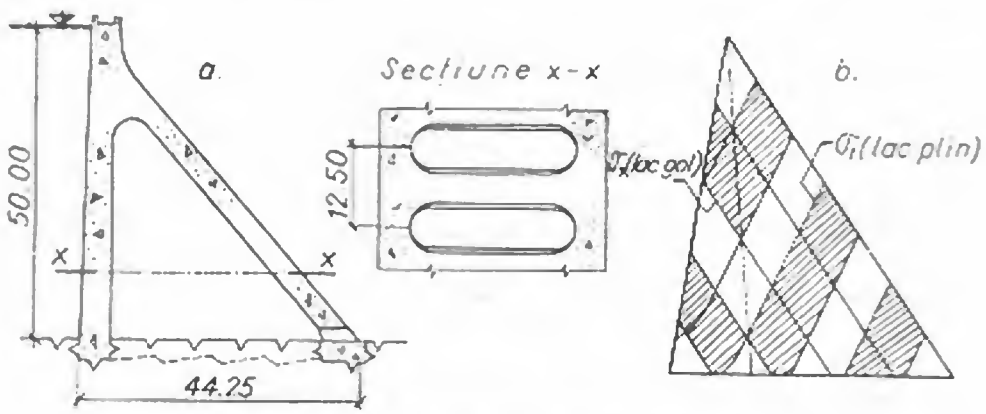


Fig. 4-1. Principiul barajelor evidate moderne:
a — propunerea lui Figari; *b* — linii izostatice într-un baraj de greutate.

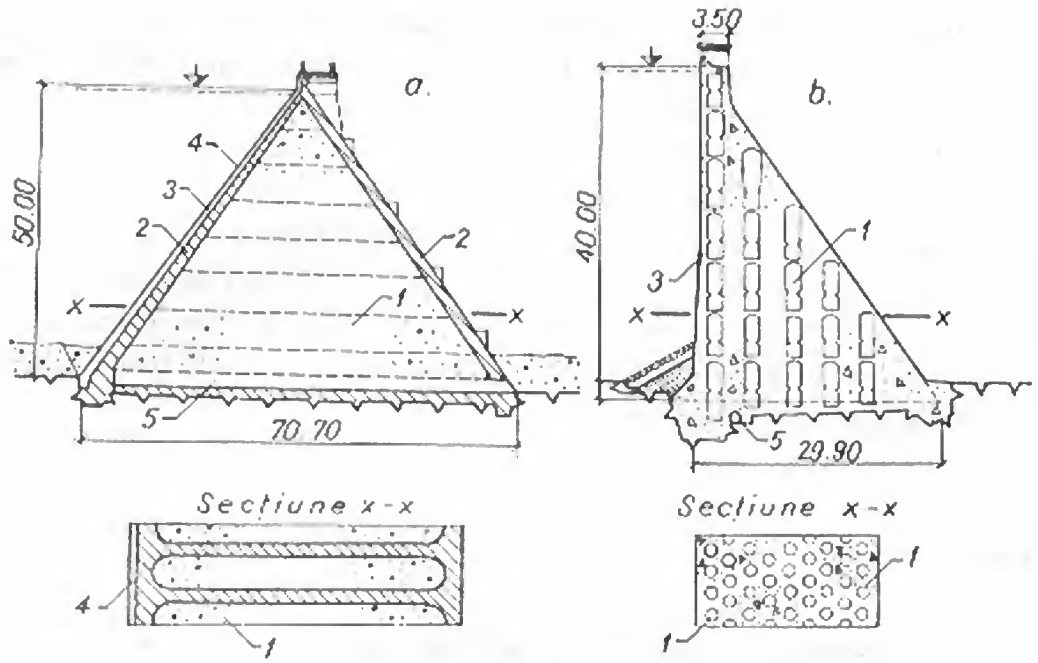


Fig. 4-2. Soluții de baraje evidate — lestate:
a — propunerea lui Pokorny și Ruply; *b* — propunerea lui Gutzwiler; *1* — umplutură; *2* — zidărie de piatră; *3* — beton; *4* — torcret; *5* — galerie de drenaj.

— soluția propusă de *Gutzwiler* (1923), schițată în figura 4-2, *b*. Evidarea se realizează prin puțuri verticale, circulare sau hexagonale, așezate în fagure și umplute cu pietriș și nisip. Prin desimea lor, aceste puțuri slăbesc însă corpul barajului, care, ca și în cazul precedent, își pierde caracterul de monolit.

Soluții mai apropiate de ideea lui *Figari* și de barajele care se construiesc astăzi în mod curent sînt:

— barajul *Zerbino* (Italia), construit din beton între anii 1922—1924 (fig. 4-3, *a*). Golurile, umplute cu piatră și drenate de apele de infiltrație, au proporții mai raționale decît în propunerile precedente;

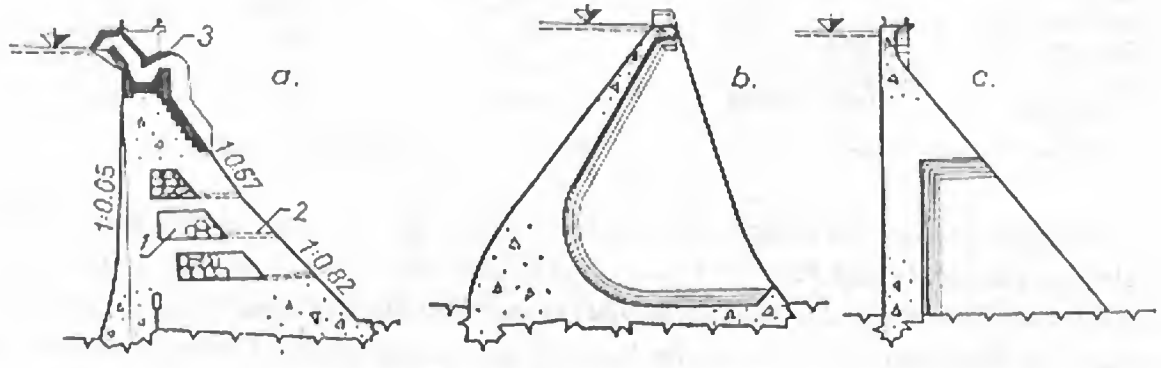


Fig. 4-3. Soluții de evidare:
a — barajul Zerbino; *1* — piatră spartă; *2* — barbacană; *3* — sifon; *b* — propunerea lui Ziegler; *c* — propunerea lui Kelen.

— soluția propusă de *Ziegler* (1925), în care barajul este prevăzut cu goluri mai mari, deschise spre aval (fig. 4-3, *b*). Stabilitatea barajului nu este însă asigurată. Radierul continuu pe care este fundat se încarcă cu subpresiuni de aceeași mărime ca în cazul barajelor de greutate obișnuite, necesitînd din această cauză același volum de beton;

— soluția propusă de *Kelen* (1931), în care barajul este prevăzut cu goluri prelungite pînă în suprafața de fundație (fig. 4-3, *c*). Prin această dispoziție, subpresiunile se micșorează în mare măsură, iar volumul de beton se reduce substanțial față de cazul barajelor de greutate obișnuite. Soluția este criticabilă prin concentrările de eforturi la intrîndul golurilor.

2. Stadiul actual

Începînd cu anul 1935, barajele evidate s-au aplicat în numeroase cazuri, dovedindu-se mai economice decît barajele de greutate clasice. Cele mai multe baraje evidate au fost construite în Italia. Peste 15 baraje, dintre care cel mai înalt este barajul *Ancipa* din Sicilia ($H = 112$ m), au fost construite din anul 1939 și pînă astăzi, după proiectele lui *C. Marcello* [3]. Caracteristicile unora dintre cele mai remarcabile sînt prezentate în tabelul 4-1.

TABELUL 4-1

Barajul și perioada de construcție		Înălțimea (m)	Lungimea la coronament (m)	Volumul de beton (m^3)
Lago di Trona	(1939—1943)	58,40	182,00	84 100
Bau Muggeris	(1948—1949)	63,00	235,00	131 730
Ancipa	(1949—1952)	112,00	253,00	318 000
Sabbione	(1949—1953)	63,60	279,00	135 000
Pantano d'Avio	(1949—1956)	65,00	400,00	200 000
Boazzo	(1954—1956)	57,10	439,90	79 000
Bissina	(1955—1957)	87,00	563,40	440 000
Calamaiu	(1958—1961)	69,00	278,50	135 000

Barajele evidate au cîștigat apoi teren și în alte țări, în special după anul 1950. Cele mai cunoscute sînt *Pidima* ($H = 56$ m) din Grecia, pus sub sarcină în anul 1954, *Cachoeira* ($H = 54$ m) din Brazilia și *Olef* ($H = 55$ m) din R.F. Germania terminate în anul 1958, *Hatanagi* ($H = 125$ m) din Japonia, care deține recordul de înălțime din anul 1962 și mai recent, *Baina-Bașta* ($H = 90$ m), pus sub sarcină în anul 1967 în R.S.F. Iugoslavia [4].

3. Exemplificări

Barajul *Dixence* din Elveția, construit după proiectul lui *A. Stucky* [2], reprezintă prima realizare importantă de acest gen (fig. 4-4). Înălțimea sa este de 85 m, iar lungimea la coronament de aproximativ 450 m. Golurile din dreptul rosturilor sînt închise și deci invizibile din aval. Această dispoziție a fost adoptată pentru a apăra fețele laterale ale ploturilor de acțiunea îngheț-dezghețului. Dată fiind altitudinea mare a amplasamentului barajului (2 240 m.d.M.), paramentele exterioare s-au protejat prin zidărie de piatră de gnais, de 70 cm grosime. Dispoziția rostului (fig. 4-4, *c*) cuprinde tola de etanșare de cupru și un puț de bitum, ce poate fi încălzit pentru regenerare prin circulație de abur cald într-o tubație prevăzută în acest scop. Din toamna anului 1957, acest baraj a fost inundat de lacul creat de barajul *Grande Dixence* ($H = 284$ m), situat în aval.

Barajul *Bau-Muggeris* din Sardinia (fig. 4-5), intrat în funcțiune în anul 1949, este cel mai cunoscut dintre barajele italiene [5]. Înălțimea sa este de 63 m, iar lungimea la coronament de 235 m. Spre deosebire de barajul *Dixence*, ploturile componente sînt deschise în aval în dreptul rosturilor. Privite din aval, ele au aspectul unor puternici contraforți care susțin placa de reținere din amonte. Profilul barajului este simetric față de verticală, cele două paramente avînd înclinarea de 1 : 0,45 spre exterior și 1 : 0,38 spre interior. Lățimea ploturilor componente (distanța între rosturile de dilatație) este de 22 m. Această dispoziție a fost adoptată la majoritatea barajelor evidate construite ulterior.

La o înălțime de 63 m, eforturile maxime verticale de la piciorul aval sînt de 17,70 kg/cm², iar cele principale de 21, 20 kg/cm²; coeficientul de alunecare corespun-

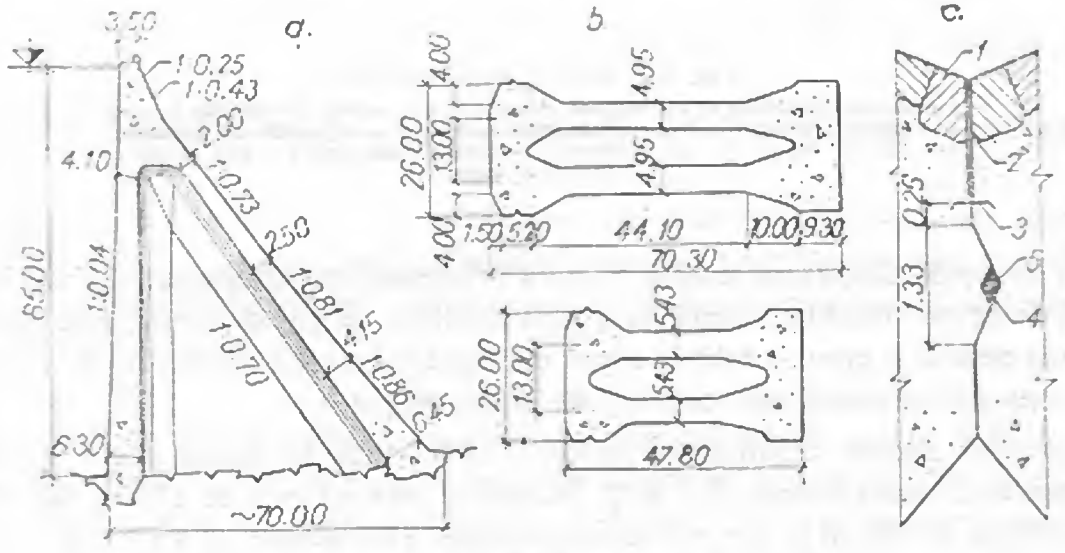


Fig. 4-4. Barajul Dixence:

a — secțiune transversală; *b* — secțiuni orizontale; *c* — detaliu de rost; *1* — moloane de piatră; *2* — zonă deschisă; *3* — tolă de cupru; *4* — mastic bituminos; *5* — țeavă de încălzire.

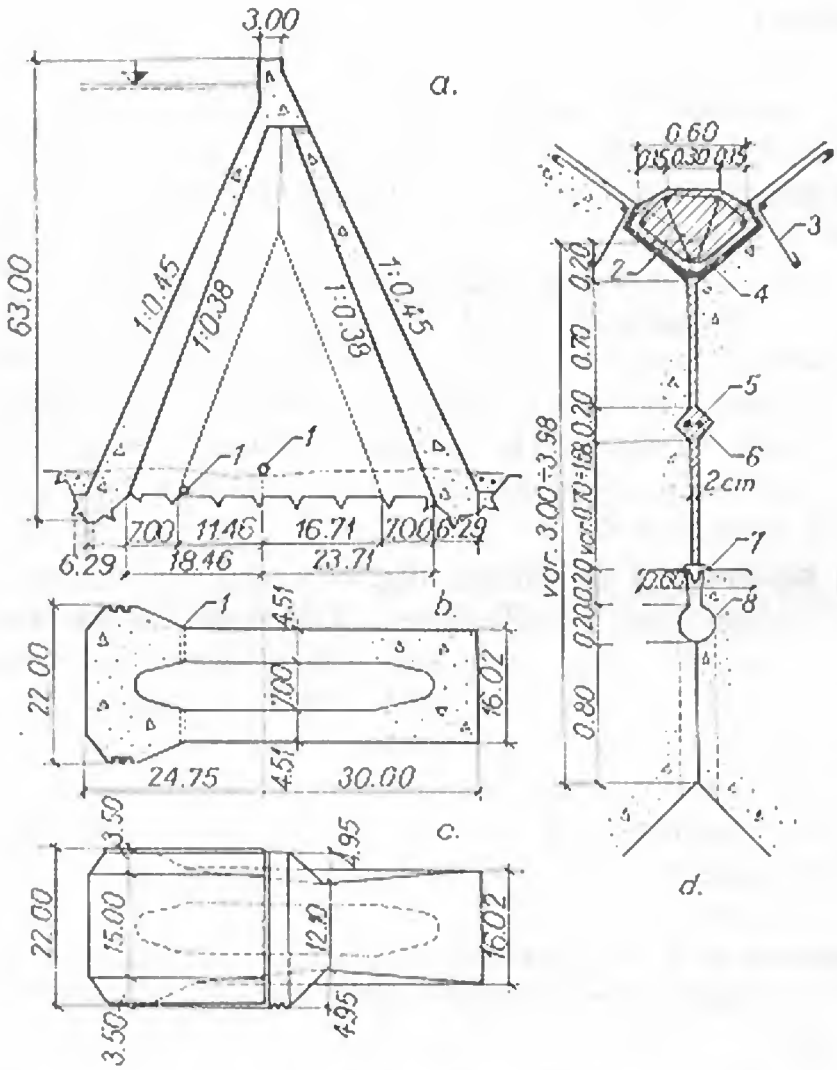


Fig. 4-5. Barajul Bau-Muggeris:

a — secțiune transversală; *b* — secțiune orizontală; *c* — vedere; *d* — detaliu de rost; *1* — tubație de drenaj; *2* — pană de beton armat; *3* — armătură de parament; *4* — șapă de bitum; *5* — puț de bitum; *6* — rezistență electrică; *7* — tolă de cupru; *8* — puț colector.

zător este 0,656. După cum se vede în figura 4-5, *d* etanșarea rostului se asigură printr-o pană de beton armat îmbrăcată cu o șapă asfaltică, un puț de bitum, care poate fi încălzit electric și printr-o tolă de cupru ondulată, încastrată lateral. Apele infiltrate se evacuează printr-un puț circular, de 20 cm diametru.

Barajul *Ancipa*, construit în perioada 1949—1952 în Sicilia, are o alcătuire constructivă asemănătoare (fig. 4-6). Înălțimea maximă este de 112 m, iar valea, cu o lățime de 253 m în dreptul coronamentului, este închisă cu 9 ploturi de 22 m fiecare. În perioada de exploatare s-a urmărit în special evoluția temperaturii din contraforți și din golul ploturilor. Din înregistrări a rezultat că variația temperaturii

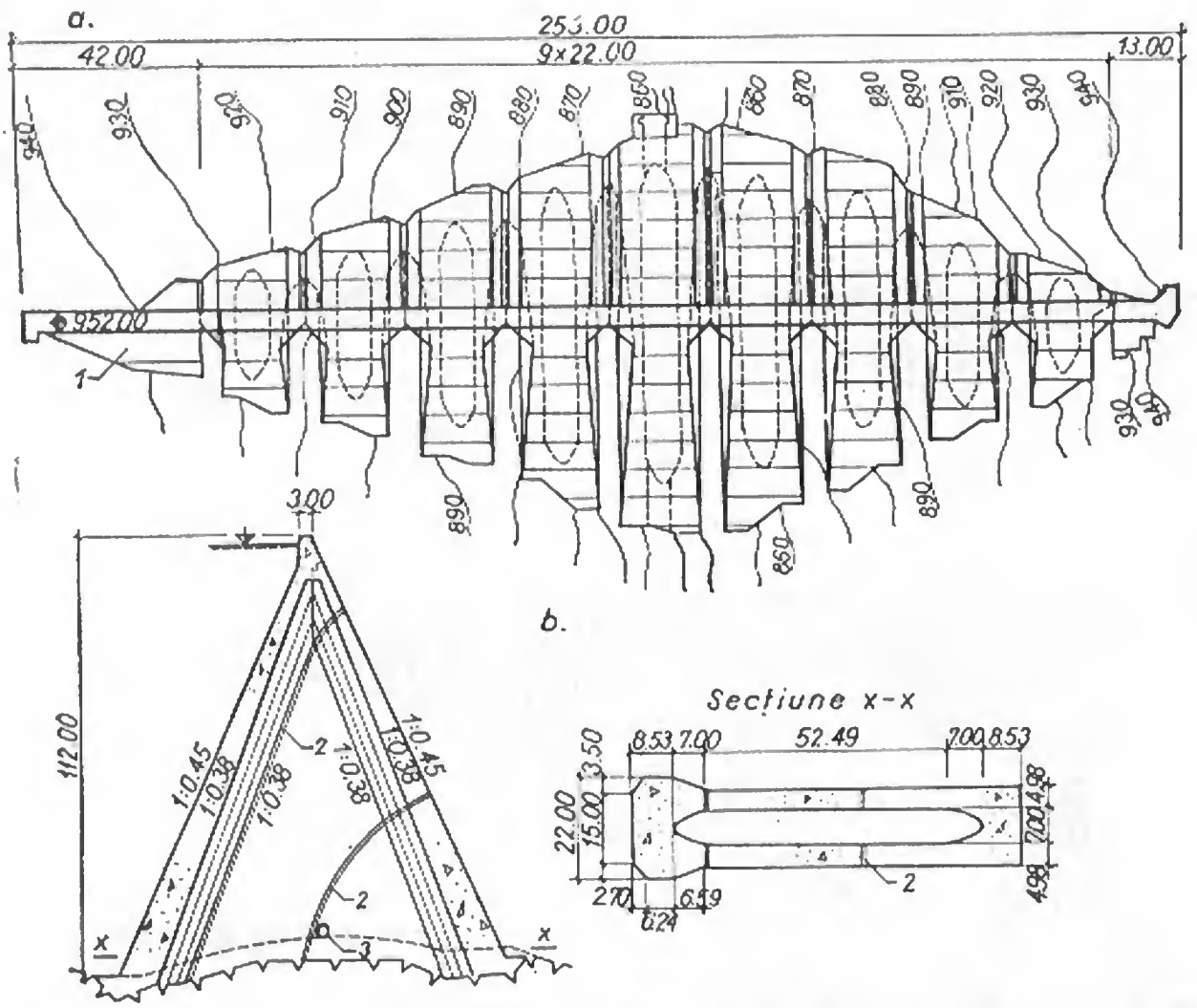


Fig. 4-6. Barajul Ancipa:
a — vedere în plan; *b* — secțiuni caracteristice; *1* — aripă de închidere; *2* — rost de contracție; *3* — galerie de drenaj.

aerului este puternic resimțită și că eforturile de natură termică au valori importante [6].

Barajul *Pantano d'Avio*, intrat în funcțiune în anul 1956 (fig. 4-7), are profilul asemănător cu al barajelor Bau-Muggeris și Ancipa. Datorită altitudinii ridicate a amplasamentului (2 380 m.d.M.), paramentul amonte este protejat cu zidărie de piatră foarte rezistentă, ancorată în beton.

Barajul *Hatanagi*, pus sub sarcină în anul 1962, este, după cum s-a amintit, cel mai înalt baraj evidat din lume. Înălțimea maximă este de 125 m, lungimea la coronament de 271 m, iar volumul de beton de 528 000 m^3. Forma profilului (fig. 4-8) diferă față de aceea a barajelor italiene, pantele mai dulci ale paramentelor fiind impuse de seismicitatea amplasamentului. Ploturile sînt deversante și au placa aval astfel dispusă încît protejează centrala de la piciorul aval.

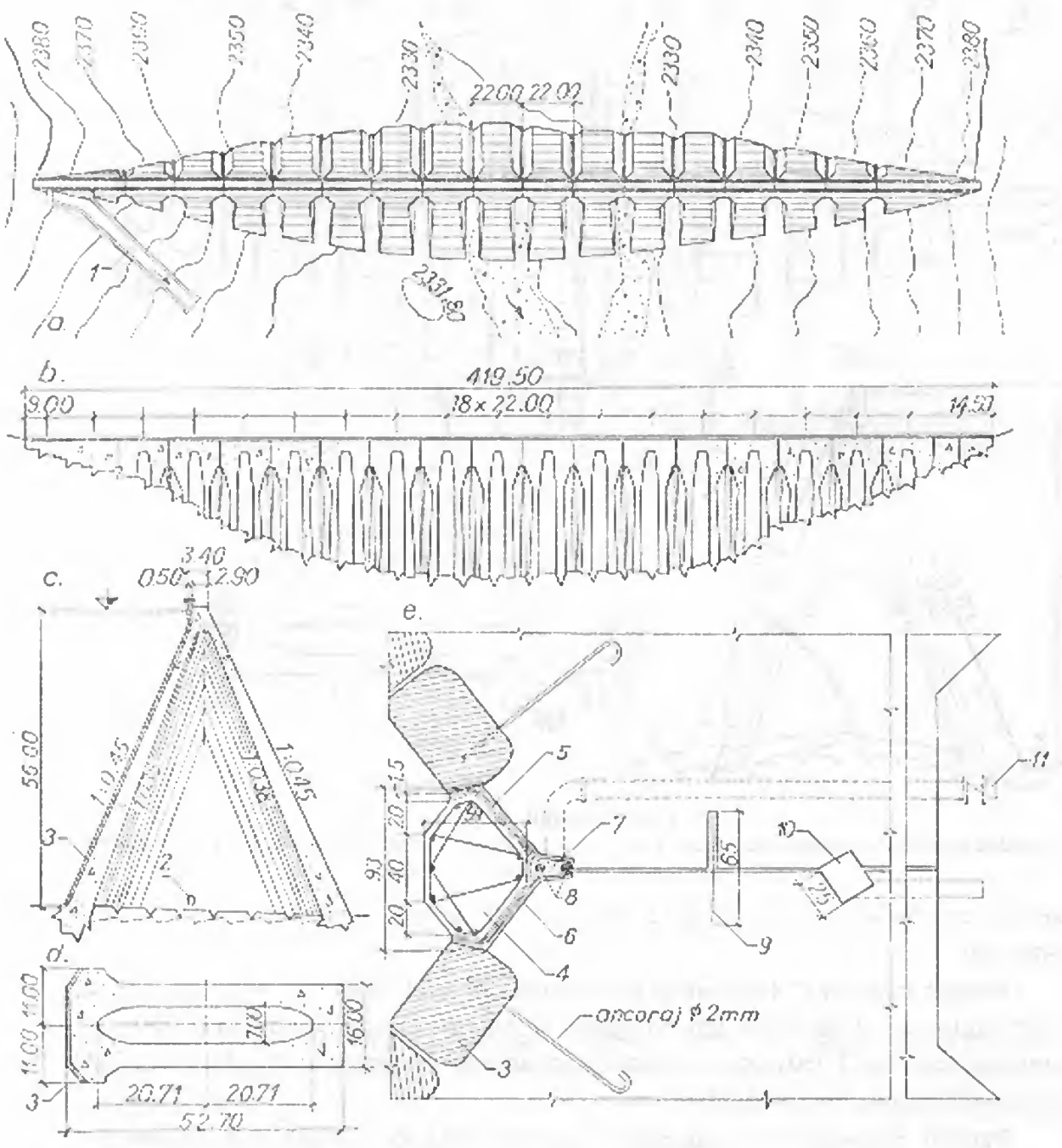


Fig. 4-7. Barajul Pantano d'Avio:

a — vedere în plan; *b* — secțiune longitudinală; *c* — secțiune transversală; *d* — secțiune orizontală; *e* — detaliu de rost; *1* — descărcător; *2* — galerie de acces; *3* — moloane de piatră; *4* — pană de beton armat; *5* — straturi de carton bitumat; *6* — tencuială; *7* — puț de bitum; *8* — rezistență electrică; *9* — tolă de zinc; *10* — puț de drenaj; *11* — tub de golire a bitumului.

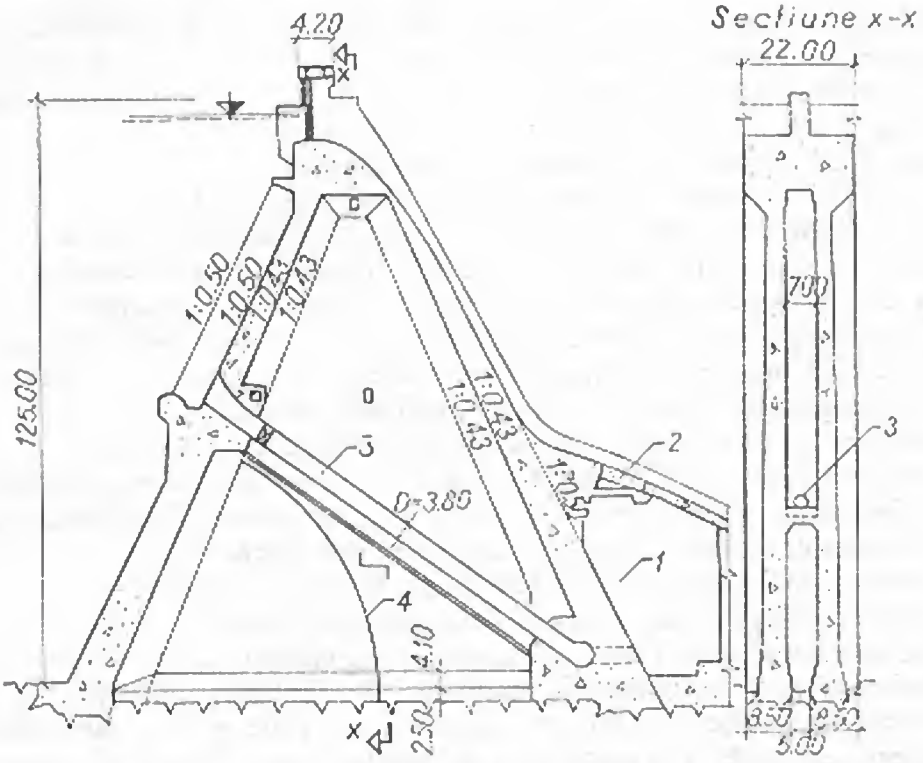


Fig. 4-8. Barajul Hatanagi 1:
1 — centrală hidroelectrică; *2* — placă deversantă; *3* — conductă forțată; *4* — rost de contracție.

4. Avantaje și dezavantaje

Față de barajele de greutate masive, barajele evidate prezintă următoarele *avantaje*:

— reducerea subpresiunilor care acționează la talpa barajului și a presiunii din porii betonului. Fenomenul se explică prin acțiunea drenantă a golurilor, atît în suprafața de fundație cît și în corpul barajului. Datorită acestei acțiuni, siguranța barajului crește și cea mai mare parte a betonului se menține uscată, deci ferită de fenomenul de dezintegrare exercitat de apele de infiltrație, sau de acțiunea de îngheț-dezgheț;

— mărirea stabilității la alunecare prin reducerea subpresiunilor și prin contribuția pe care o aduce rezistența la forfecare a rocii cuprinse în interiorul golurilor centrale ale ploturilor componente;

— degajarea mai ușoară a căldurii de priză a cimentului, care în cazul barajelor masive produce multe inconveniente. În practică s-a constatat că din cauza formelor relativ subțiri, barajele evidate înregistrează temperaturi inițiale mai reduse și mai uniforme. Corespunzător se micșorează contracția betonului în perioada de răcire ca și pericolul de fisurare;

— posibilitatea unei supravegheri directe a comportării construcției. Datorită golurilor și accesului ușor dinspre aval, eventualele lucrări de întreținere sau consolidare se pot executa fără dificultăți.

Dezavantajele barajelor evidate sînt legate de o serie de probleme mai puțin lămurite teoretic. O primă problemă se pune din cauza discontinuității fundațiilor, care încarcă în mod alternativ terenul. În punctele de discontinuitate apar concentrări de eforturi care solicită puternic roca de fundație. Studii teoretice au arătat însă că aceste concentrări nu sînt periculoase și că efectul lor este mult atenuat de acțiunea de boltă inversă care apare în teren, în zonele neîncărcate. La îmbunătățirea comportării fundațiilor barajului contribuie în mare măsură și plasticitatea betonului proaspăt turnat, care, sub sarcina ce crește progresiv, dă loc unei noi distribuții de eforturi, mai favorabile. Aceste fenomene sînt funcție de elasticitatea rocii de fundație și a betonului precum și de condițiile generale geologice ale amplasamentului.

O a doua problemă se pune în cazurile în care ploturile componente ale unui baraj evidat sînt fundate pe versanți puternic înclinați. Asimetria unui plot fundat în trepte denivelate poate provoca eforturi mari de forfecare și torsiune, care au drept rezultat fisurarea betonului. În aceste cazuri este periclitată însăși stabilitatea longitudinală a barajului. Acestei probleme nu i se poate răspunde decît cu experiența barajelor executate, la care, după cîte se cunosc din literatură, asemenea fenomene nu s-au produs în măsura în care efectele lor să devină supărătoare.

O a treia problemă este legată de comportarea barajelor evidate în ansamblu și a părților lor componente (plăci, contraforți) sub efectul variațiilor de temperatură ale mediului exterior. Deși, datorită rosturilor de dilatație, ploturile pot fi considerate ca elemente static determinate, există unele zone pentru care libertatea de deformare este limitată. Ca urmare, apar eforturi care, depășind capacitatea de rezistență a betonului, pot provoca fisurarea lui.

5. Economicitate

C. Marcello [5] a studiat economia de volum pe care o realizează un baraj evidat, respectiv un baraj cu contraforți—ciupercă, față de un baraj de greutate obișnuit, în funcție de înălțimea barajului. Diagramele din figura 4-9 arată economia procentuală pentru trei forme de văi: triunghiulară (*1*), trapezoidală (*2*) și dreptunghiulară (*3*). Se constată că:

— indiferent de tipul de baraj, economia este cu atît mai mare cu cît forma văii este mai apropiată de cea dreptunghiulară;

— barajele evidate conduc în permanență la o economie mai mare decît cele cu contraforți-ciupercă;

— economiile realizabile prin cele două tipuri de baraje încep să devină importante pentru înălțimi în jur de 35 m și ating valori mari pe măsură ce înălțimea crește; pentru înălțimi care depășesc circa 100 m, economia de volum se menține constantă (în jur de 30%).

Același autor arată că în practică economia de volum nu este identică cu economia de cost, deoarece prețul unitar al betonului turnat într-un baraj evidat este mai mare decît în cazul unui baraj de greutate obișnuit. Factorii mai importanți care creează această diferență sînt:

— cantitatea și forma cofrajelor; după unele date statistice, dacă pentru turnarea unui metru cub de beton într-un baraj de greutate obișnuit sînt necesari 0,20 m^2 de cofraj, în cazul unui baraj evidat sînt necesari 0,40 m^2, adică o cantitate dublă;

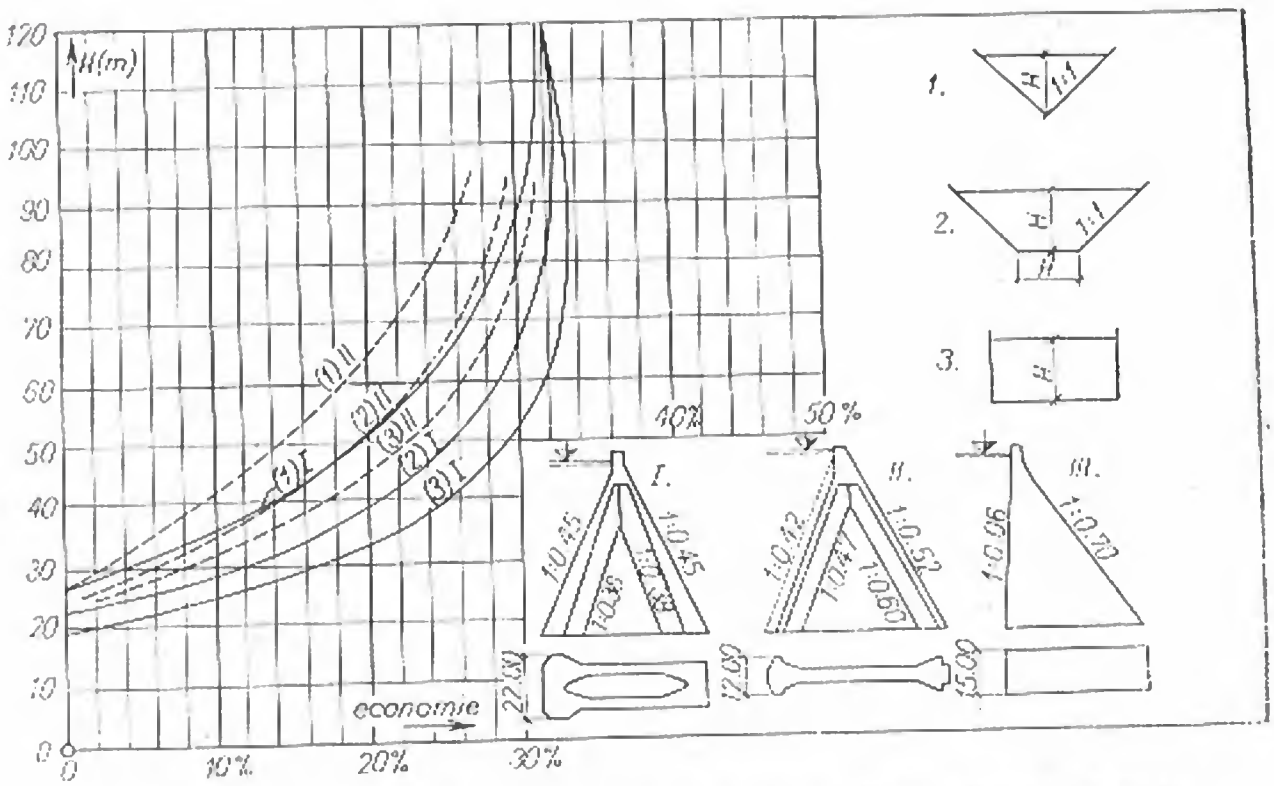


Fig. 4-9. Economia de volum în funcție de forma văii și înălțimea barajului:
I — baraje evidate; *II* — baraje cu contraforți; *III* — baraje de greutate masive.

— suprafața disponibilă de betonare și forma geometrică a lamelelor; admițînd costul punerii în operă a betonului proporțional cu drumul parcurs de bene, apar unele diferențe între cele două tipuri de baraje; dimensiunile diverselor părți componente ale barajelor evidate sînt însă suficient de mari pentru a nu aduce dificultăți operațiilor de turnare;

— diferența de dozaj, care la barajele de înălțimi curente este totuși redusă.

La barajele evidate italiene, sporul de cost pe metru cub de beton, determinat de acești factori, se ridică la cîteva procente.

În figura 4-10, *e* este prezentat un alt aspect al economicității barajelor evidate [7] și anume acela al economiei de volum în funcție de coeficientul de evidare α (raportul între lățimea golurilor și lățimea totală a unui bloc component). Se observă că raportul între volumul pe metru liniar al unui baraj evidat și al unui baraj de greutate obișnuit $W_\alpha/W_{\alpha=0}$ este cu atît mai redus cu cît coeficientul de evidare este mai mare. În cazurile curente, cînd $\alpha = 0{,}60$, economia de volum se ridică la 45%.

Aprecierile prezentate mai sus nu au un caracter absolut. Ele pot varia funcție de condițiile geologice ale unui amplasament, de prețurile unitare ale manoperei și ale materialelor de construcție, de mijloacele de execuție și de alți factori. Pentru un baraj dat, aceste elemente se analizează în mod amănunțit, economia de cost rezultînd pe baza calculelor tehnico-economice.

6. Calcule de dimensionare

Pentru dimensionarea barajelor evidate *R. Prișcu* și *S. Căciulescu* [7] admit aceleași criterii aplicate și barajelor de greutate obișnuite și anume:

— condiția de efort vertical nul la piciorul amonte;

— condiția de stabilitate la alunecare, care se exprimă egalînd coeficientul de alunecare al barajului cu coeficientul de frecare statică f.

Luînd în considerare un plot de forma celui schițat în figura 4-10, *a*, se admite pentru simplificarea calculelor că golurile laterale între ploturi au respectiv lățimea pe jumătate din aceea a golului central. În conformitate cu figura 4-10 se fac următoarele notații:

L — lățimea frontală a unui plot (distanța între două rosturi);

α — coeficientul de evidare, care rezultă din raportul între lățimea totală a golurilor și lățimea L a unui plot;

β — raportul între lățimea totală a plăcilor laterale și baza plotului;

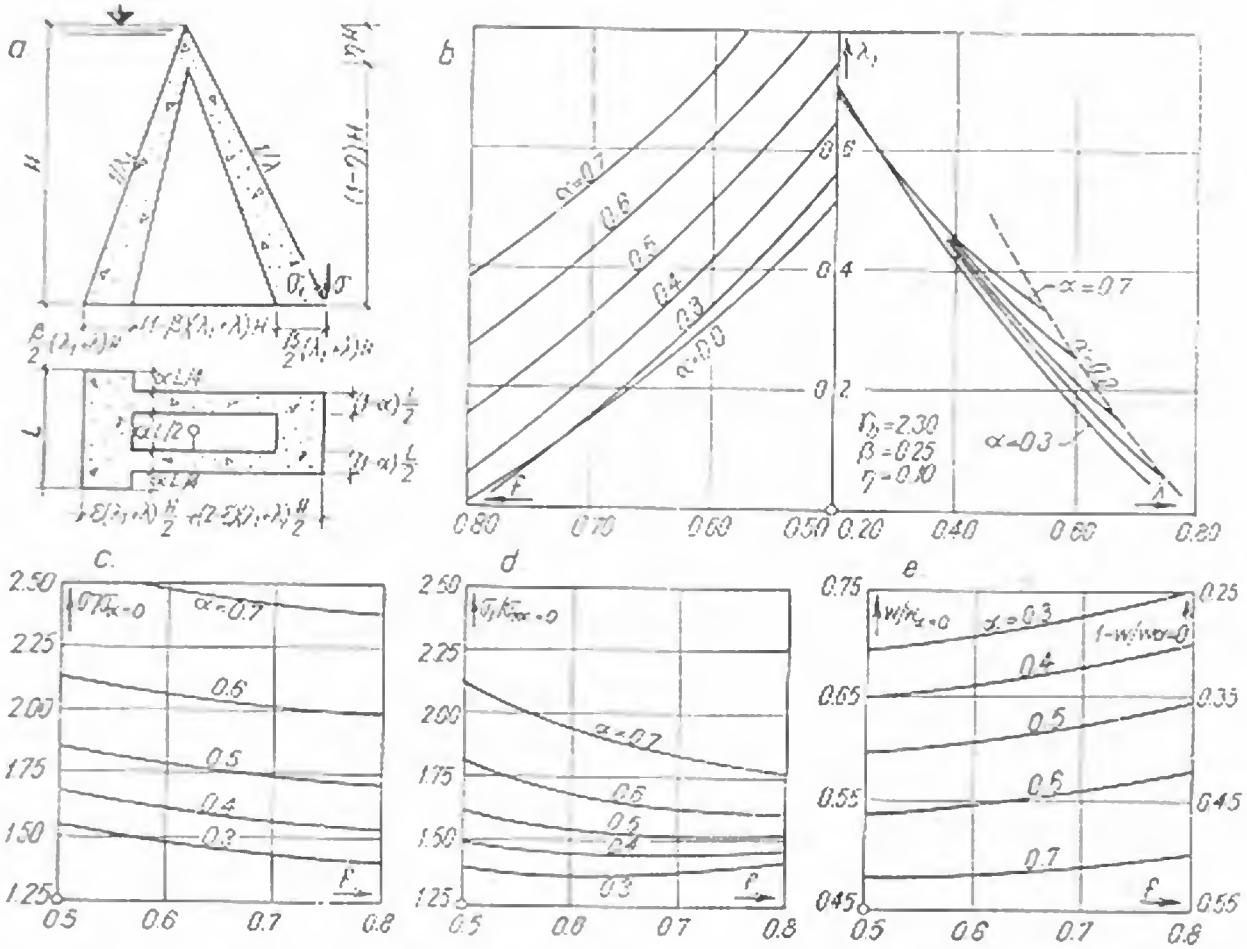


Fig. 4-10. Diagrame caracteristice pentru barajele evidate:

a — schema de încărcare; *b* — variația înclinării paramentelor; *c* — variația raportului eforturilor verticale; *d* — variația raportului eforturilor principale; *e* — economia de volum funcție de coeficientul de evidare.

η — raportul între înălțimea plinului de la coronament și înălțimea H a barajului;

ε — raportul între distanța de la centrul de greutate al secțiunii de fundație la paramentul amonte și jumătatea bazei.

Solicitările luate în considerare sînt date de greutatea proprie, presiunea orizontală și verticală a apei și subpresiune. Asupra subpresiunilor s-a făcut ipoteza că acestea acționează numai asupra plăcii amonte, cu o distribuție liniară de la valoarea presiunii hidrostatice amonte γH, la zero pe marginea aval. Această ipoteză s-a verificat pe cale experimentală, prin metoda analogiei electrohidrodinamice, în secțiunea de fundație a unui baraj evidat [7]. În figura 4-11 se indică unele din rezultatele obținute și anume: spectrul hidrodinamic, în ipoteza infiltrației plane, practic concentrat în regiunea amonte a suprafeței de fundație (fig. 4-11, *a*); repartiția subpresiunilor în diverse secțiuni (fig. 4-11, *b*); forțele de subpresiune pe metru liniar (fig. 4-11, *c*). În aceleași schițe sînt indicate comparativ subpresiunile în ipoteza repartiției liniare. Din ultima diagramă rezultă că subpresiunea totală admisă în calcul este acoperitoare, dispunînd de un spor de circa 20% față de cea rezultată experimental.

Scriind cele două condiții de dimensionare și rezolvînd sistemul, rezultă următoarele ecuații:

$$\left(\frac{K_2K_3}{K_1} - K_4 + \frac{K_1K_5}{K_2}\right)K_8\lambda_1^2 + \frac{\gamma}{f}\left(\frac{K_2K_7}{K_1} - K_7 + \right.$$
$$\left. + \frac{K_3K_6}{K_1} - 2\frac{K_5K_6}{K_2}\right)\lambda_1 + \frac{1}{K_1}\frac{\gamma^2}{f^2}\left(K_7 + \frac{K_5K_6}{K_2} - 2\frac{f^2}{\gamma}K_2K_6\right) = 0 \tag{1}$$

$$\lambda_2 = \frac{1}{fK_2}(\gamma - \lambda_1 fK_1) \tag{2}$$

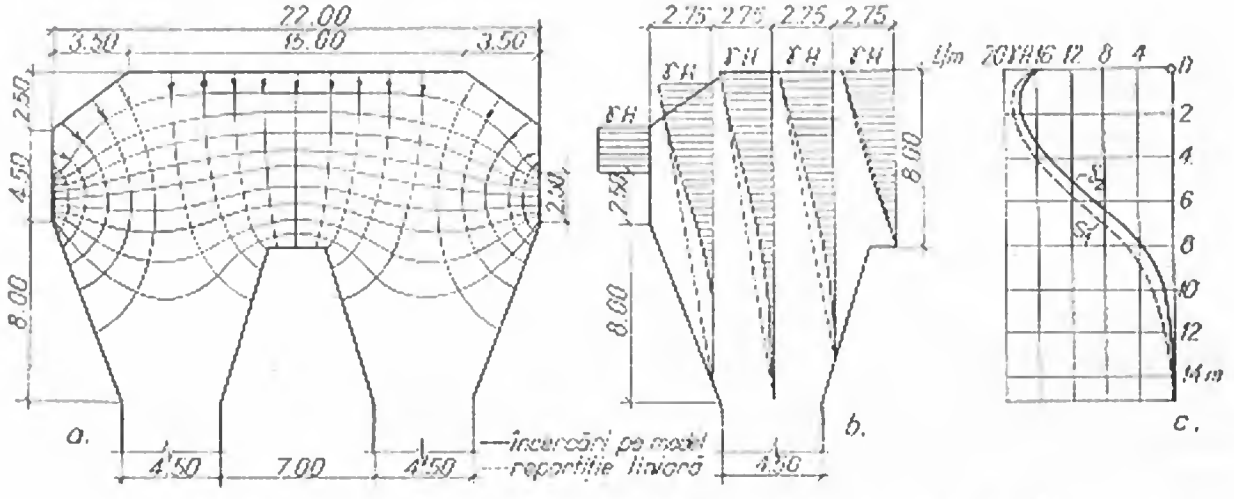


Fig. 4-11. Subpresiuni în suprafața de fundație a unui baraj evidat:
a — spectru hidrodinamic; *b* — subpresiuni în diferite secțiuni; *c* — repartiția forțelor de subpresiune totale; S_1 — subpresiuni în ipoteza repartiției liniare; S_2 — subpresiuni reale.

cu notațiile:

$$K_1 = \frac{\gamma_b}{4}[4 - \alpha(1-\eta)(3 - 3\beta - \eta) + \alpha] + \gamma\left(1 - \frac{\beta}{2}\right)$$

$$K_2 = \frac{\gamma_b}{4}[4 - \alpha(1-\eta)(3 - 3\beta + \eta) - \alpha] - \gamma\frac{\beta}{2}$$

$$K_3 = \gamma\left[3\varepsilon - 2 - \frac{\beta}{2}(3\varepsilon - \beta)\right] + \frac{\gamma_b}{4}\{\alpha(1-\eta)[(\eta-\beta)(6 - 9\varepsilon + 2\eta + \beta) + 4(1-\eta)(4 - 3\varepsilon - \beta)] + \alpha\eta(6 - 3\varepsilon - 2\eta) + 12\varepsilon - 16\}$$

$$K_4 = \gamma[3\varepsilon - \beta(3\varepsilon - \beta)] + \frac{\gamma_b}{2}\{\alpha(1-\eta)[(\eta-\beta)(6 - 9\varepsilon + 2\eta + \beta) + (1-\eta)(6 - 9\varepsilon + 4\eta - \beta) - 2\eta] + \alpha(6 - 3\varepsilon - 2\eta) - 12(1-\varepsilon)\}$$

$$K_5 = \gamma(\beta - 3\varepsilon)\frac{\beta}{2} + \frac{\gamma_b}{4}\{\alpha(1-\eta)[(\eta-\beta)(6 - 9\varepsilon + 2\eta + \beta) + 2(1-\eta)(2 + \beta - 3\varepsilon)] - \alpha(2-\eta)(3\varepsilon - 2\eta - 2) + 12\varepsilon - 8\}$$

$$K_6 = 1 - \frac{\alpha}{4}(4 - 3\beta)$$

$$K_7 = K_7'/\varepsilon$$

$$K_7' = 1 + \frac{3}{2}(1-\varepsilon)^2[2 - \alpha(1-\beta)] - \frac{\alpha}{16}(16 - 36\beta + 30\beta^2 - 9\beta^3) - \frac{3}{2}\alpha\left(1 - \frac{\beta}{2}\right)\left(1 - \varepsilon + \frac{\beta}{2}\right)^2$$

$$K_8 = K_7'/(2 - \varepsilon)$$

$$\varepsilon = 1 - \frac{\alpha\beta(2-\beta)}{2[4 - \alpha(4 - 3\beta)]}.$$

Efectuînd o serie de calcule numerice pe baza ecuațiilor (1) și (2) au rezultat diagramele caracteristice din figurile 4-10, *b*, *c*, *d*, *e*. Se constată că:

— înclinarea paramentului amonte față de verticală λ_1 este puternic influențată de coeficientul de frecare statică f și de coeficientul de evidare α; ea rezultă cu atît mai mare cu cît f este mai mic și α mai mare;

— relația dintre cele două înclinări ale paramentelor λ_1 și λ este influențată în mică măsură de coeficientul de evidare.

Din dependența rapoartelor eforturilor cu f și α, reprezentată în figurile 4-10, *c* și 4-10, *d*, se constată că eforturile care acționează la piciorul aval al barajului cresc cu coeficientul de evidare; în comparație cu un baraj de greutate masiv, eforturile verticale, sînt mai mari cu 100%, iar cele principale cu 70%, pentru $\alpha = 0{,}60$.

Urmînd același procedeu ca mai sus, s-au examinat [7] și barajele evidate închise în aval, de tipul barajului *Dixence*. Constatările făcute anterior se păstrează calitativ. În comparație cu un baraj obișnuit, la o evidare $\alpha = 0{,}60$, eforturile verticale de la piciorul aval sînt mai mari cu 80%, cele principale cu 50%, iar economia de volum de ordinul a 40%. Închiderea paramentului aval conduce deci la economie mai mică de volum, dar la eforturi mai reduse la piciorul aval.

7. Calculul eforturilor

Calculul eforturilor normale verticale care acționează pe suprafața de fundație sau într-o secțiune orizontală oarecare, se poate face admițînd formula cunoscută:

$$\sigma_z = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M}{I} x, \tag{3}$$

în care A și I reprezintă aria și respectiv momentul de inerție al unei secțiuni prin plot la cota z, iar ΣV suma forțelor verticale și ΣM momentul încovoietor total față de centrul de greutate al secțiunii. Distribuția liniară a eforturilor verticale, care rezultă din relația (3), diferă în limite restrînse față de distribuția curbilinie măsurată pe modele sau în baraje executate [3]. Excepție fac situațiile în care terenul de fundație prezintă neomogenități elastice importante sau moduli de elasticitate mult diferiți de cel al betonului. În astfel de cazuri starea de efort se determină cu metode mai exacte, cum ar fi metoda elementului finit.

Eforturile normale orizontale σ_x, tangențiale τ, și eforturile principale σ_1 și σ_2 se calculează plecînd de la eforturile normale verticale σ_z, prin integrare numerică [3]. În conformitate cu figura 4-12 se consideră un plan și un punct A aflat în centrul fîșiei orizontale de grosime Δh, la cota z sub coronament. Se cunoaște distribuția eforturilor normale verticale σ_z pe fețele superioară și inferioară ale fîșiei și deci *și partea aferentă* porțiunilor *ab* și respectiv *cd*. Se notează cu ΔA aria secțiunii verticale *ac*. Forța preluată prin forfecare pe aria ΔA este dată de:

$$V = N_{ab} + \Delta G - N_{cd}, \tag{4}$$

în care N_{ab} și respectiv N_{cd} reprezintă sarcinile normale pe zonele *ab* și *cd*, calculate prin integrarea numerică a diagramei de efort σ_z pe aria corespunzătoare a secțiunii, iar ΔG greutatea betonului din fîșia *abcd*. Efortul tangențial în punctul A rezultă:

$$\tau = \frac{V}{\Delta A}. \tag{5}$$

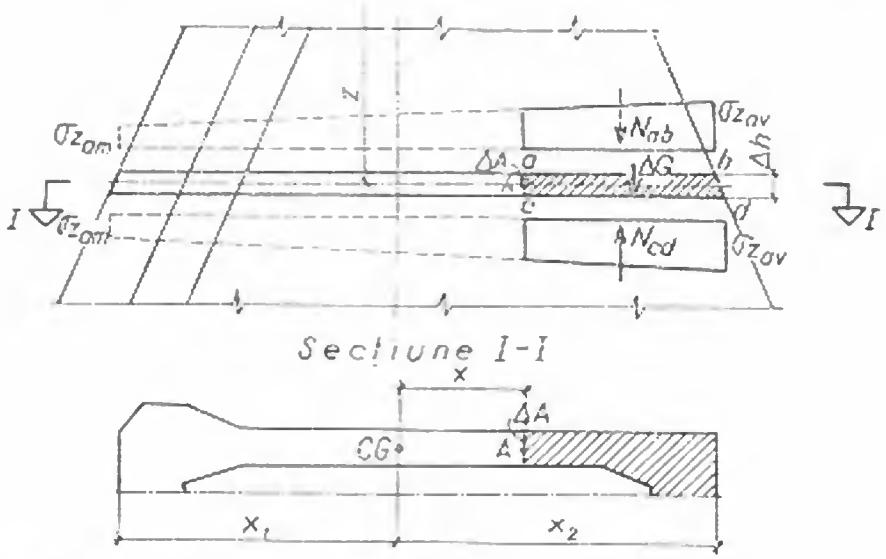


Fig. 4-12. Schemă pentru determinarea eforturilor orizontale și de forfecare.

Admițind paritatea eforturilor $\tau(\tau_{ac} = \tau_{ab} = \tau_{cd})$ și calculînd succesiv aceste eforturi într-o serie de puncte (A) ale medianei fîșiei de grosime Δh, se determină distribuția acestora pe fețele superioară și inferioară ale fîșiei de calcul. Tot prin integrare numerică rezultă apoi forțele de lunecare:

$$H_{ab} = \int_{ab} \tau \, dA; \qquad H_{cd} = \int_{cd} \tau \, dA. \tag{6}$$

Efortul normal orizontal în punctul A este dat de:

$$\sigma_x = \frac{H_{ab} - H_{cd}}{\Delta A}. \tag{7}$$

Procedînd analog, se determină apoi eforturile tangențiale și orizontale în punctele alese ale fîșiei inferioare de grosime Δh. Se recomandă ca, pentru baraje de înălțimi medii (60 ... 80 m), înălțimea fîșiei de calcul să fie cuprinsă între 1,0 și 4,0 m.

Avînd determinate eforturile σ_z, σ_x, τ într-un număr suficient de puncte, se calculează apoi eforturile principale σ_1 și σ_2:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau^2}, \tag{8}$$

și eventual direcțiile eforturilor principale. Există în acest fel posibilitatea ca după dimensionare să se determine eforturile maxime care apar în punctele critice ale structurii — îngroșări, vute etc.

În figura 4-13 se prezintă diagramele de eforturi principale care acționează pe o secțiune situată la 80 m sub nivelul apei, într-un baraj evidat de tipul celor italiene.

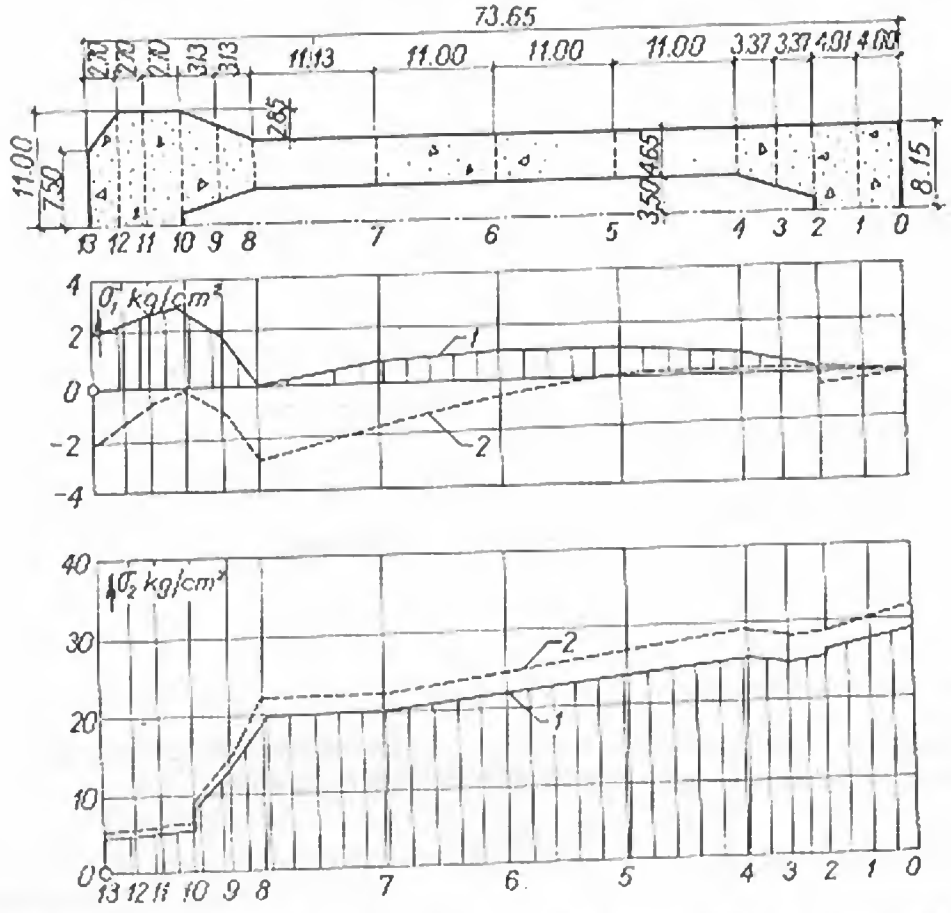


Fig. 4-13. Distribuția eforturilor principale într-o secțiune orizontală prin baraj:

1 — pentru solicitări normale; *2* — pentru solicitări seismice.

Se disting concentrările de efort din dreptul îngroșării plăcii amonte și apariția tensiunilor în cazul acțiunii seismice. Efortul principal de compresiune ia valori importante la piciorul aval, de circa 30 kg/cm², față de numai 24 kg/cm² cît reprezintă efortul vertical în același punct.

8. Dimensionarea plăcii amonte

Pentru buna comportare a unui baraj evidat este necesar ca placa de reținere din amonte, care reazemă pe cei doi contraforți ai plotului, să fie solicitată de tensiuni cît mai mici. Dacă proporțiile între deschideri se aleg ca în figura 4-14, momentul încovoietor din secțiunea mijlocie este nul.

Secțiunea periculoasă solicitată de tensiuni în amonte este *x-x*. Aceste eforturi pot fi reduse într-o anumită măsură prin efectul contrar al presiunii hidrostatice care acționează asupra fețelor laterale ale plăcii. Pentru a folosi la maximum acest

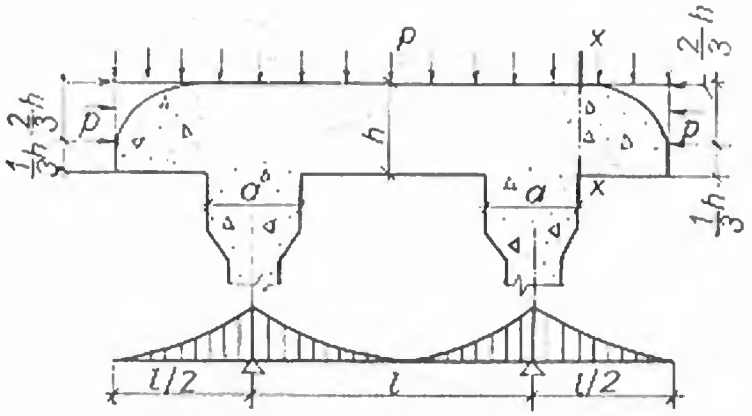


Fig. 4-14. Schema de încărcare a plăcii amonte.

efect, tola de etanșare se așază la extremitatea aval a sîmburelui central. Momentul încovoietor rezultant față de acest punct este (fig. 4-14):

$$M = \frac{1}{2} p \left(\frac{l-a}{2}\right)^2 - \frac{2}{3} ph \frac{h}{3} = p\left[\frac{1}{8}(l-a)^2 - \frac{2}{9}h^2\right]. \tag{9}$$

Dacă modulul de rezistență este $W = \frac{1}{6} h^2$, efortul de tensiune care acționează la extremitatea amonte a secțiunii este $\sigma_{am} = M/W$. Punînd condiția ca acest efort să fie mai mic sau, la limită, egal cu efortul admisibil σ_t, rezultă:

$$\frac{M}{W} = p\left[\frac{3}{4}\frac{(l-a)^2}{h^2} - \frac{4}{3}\right] \leqslant \sigma_t, \tag{10}$$

sau:

$$h = \frac{l-a}{\sqrt{1.78 + 1.33\frac{\sigma_t}{p}}}. \tag{11}$$

Pentru ilustrare se consideră un baraj cu distanța între contraforți de $l = 15{,}0$ m, la care se admite $\sigma_t = 4$ kg/cm². La o adîncime de 15 m, pentru $a = 6$ m, rezultă $h = 3{,}90$ m, iar la o adîncime de 50 m, pentru $a = 8$ m, rezultă $h = 4{,}15$ m. Se observă că grosimea plăcii variază în mică măsură cu adîncimea, dacă grosimea reazemelor se alege corespunzător.

§ 2. BARAJE CU CONTRAFORȚI – CIUPERCĂ

9. Elemente caracteristice

Spre deosebire de barajele evidate, la care cei doi contraforți ai unui plot sînt legați rigid între ei prin plăcile groase din amonte și din aval, barajele cu *contraforți-ciupercă* sînt constituite din contraforți independenți. Denumirea lor provine de la forma pe care o au contraforții în secțiune orizontală, îngroșați în amonte ca niște

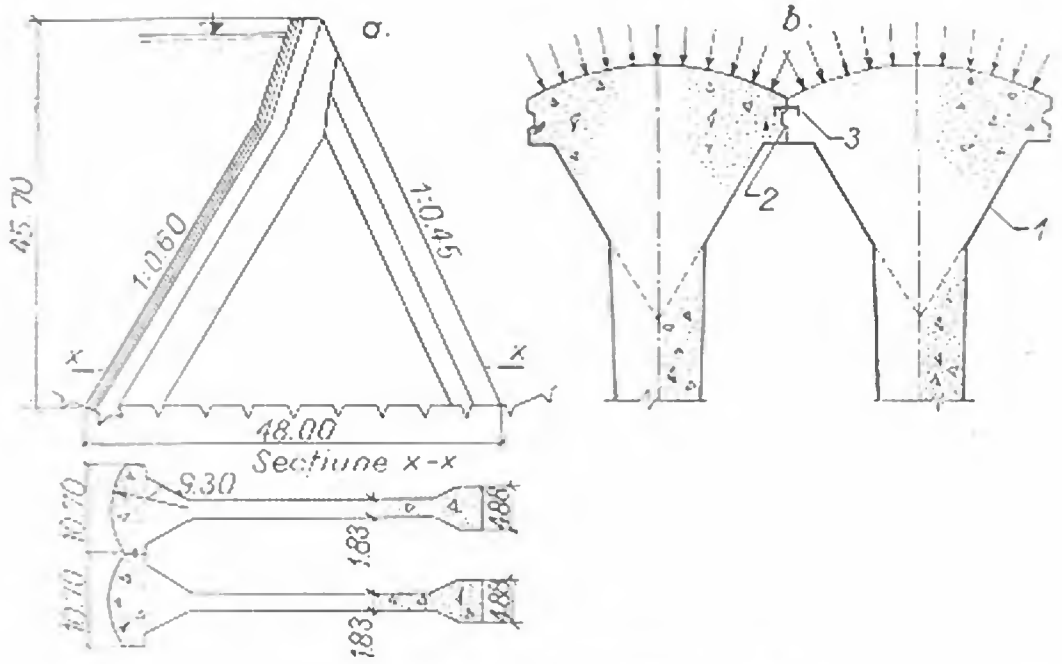


Fig. 4-15. Baraj cu contraforți-ciupercă:
a — elevație și secțiune orizontală; *b* — îngroșarea capetelor amonte; *1* — vută; *2* — rost de dilatație; *3* — etanșare.

ciuperci (fig. 4-15). Conturul circular din amonte și îngroșările de racord fac ca presiunea hidrostatică să fie preluată radial, fără să apară eforturi de tensiune. Datorită acestui fapt, deși barajele cu contraforți-ciupercă sînt caracterizate de coeficienți de evidare mari, ele se execută din beton simplu. Uneori, pentru ușurarea execuției, conturul curb se înlocuiește printr-un contur poligonal, denumirea schimbîndu-se în *contraforți-diamant*.

În prezentarea pe care a făcut-o [8], autorul acestui tip de baraj, *F. A. Noetzli*, a arătat efectele favorabile pe care le aduce evidarea asupra modului în care este solicitat un asemenea baraj și asupra economicității lui. Aceste efecte constau în: reducerea subpresiunilor, mărirea stabilității la alunecare, degajarea ușoară a căldurii de priză și posibilitatea de supraveghere directă a construcției.

Pe de altă parte, dezavantajele barajelor evidate se atenuează în mare măsură în cazul barajelor cu contraforți-ciupercă. Aceste baraje sînt mai puțin solicitate de eforturi secundare, fie că acestea sînt provocate de înclinarea mare a versanților, fie de variațiile de temperatură. În schimb, ele sînt caracterizate de o stabilitate longitudinală mai slabă.

Economicitatea barajelor cu contraforți-ciupercă, cu îngroșări în aval, a fost examinată mai înainte [5]. Din figura 4-9 rezultă că economia lor de volum este pentru orice înălțime de baraj mai redusă cu cîteva procente față de economia pe care o realizează barajele evidate. Din aceeași figură rezultă că economii importante nu se pot asigura de către acest tip de baraj decît pentru înălțimi care depășesc 35 m.

Din diagrama din figura 4-28, *e*, care reprezintă variația raportului între volumul pe metru liniar al unui baraj cu contraforți-ciupercă fără îngroșări în aval și al unui baraj de greutate obișnuit ($W/W_{\alpha=0}$), în funcție de coeficientul de evidare α, rezultă

că, la aceeași evidare, economia de volum între cele două tipuri nu diferă prea mult [9]. Faptul se explică prin absența îngroșărilor de la paramentul aval. La evidări mai mari deci, barajele cu contraforți-ciupercă, corect dimensionate, pot rivaliza din punct de vedere economic cu cele evidate.

10. Date statistice

Din inventarierea barajelor de beton, mai înalte de 30 m, construite pînă în anul 1960 [4], rezultă dezvoltarea barajelor cu contraforți-ciupercă în perioadele 1920—1940, respectiv 1941—1960 și răspîndirea lor în lume (tabelul 4-2).

TABELUL 4-2

Continentul	1921—1940		1941—1960	
	număr	procente din total baraje de beton	număr	procente din total baraje de beton
Europa	3	2	24	10
America de Nord	5	4	1	1
America de Sud	2	50	4	20
Australia	—	—	2	13
Asia	2	4	2	11
Africa	1	5	3	12

Cu excepția Americii de Nord, se constată o puternică afirmare a barajelor cu contraforți, în special în Europa, unde numărul lor a crescut de 8 ori, în timp ce, în aceeași statistică se arată că proporția barajelor de greutate masive s-a redus în perioada 1921—1960 de la 80 la 50%.

După datele din anul 1965, cuprinse în registrul mondial al barajelor care inventariază toate barajele mai înalte de 15 m, rezultă că în perioada 1960—1962 s-au construit 33 de baraje cu contraforți de toate tipurile, se află în construcție alte 20 și în fază de proiect 23.

11. Alcătuirea profilelor

În figura 4-16 sînt prezentate barajele reprezentative cu contraforți-ciupercă, construite în ultima vreme. Pe lîngă profilele acestor baraje, sînt date secțiunile orizontale și verticale prin contraforți și dimensiunile caracteristice. Se constată că:

— înclinările paramentelor amonte și aval sînt apropiate;

— în medie, raportul B/H între lățimea la bază și înălțime are valori cuprinse între 0,9 și 1,10;

— lățimea capătului amonte al contrafortului este cuprinsă între 14 și 18 m;

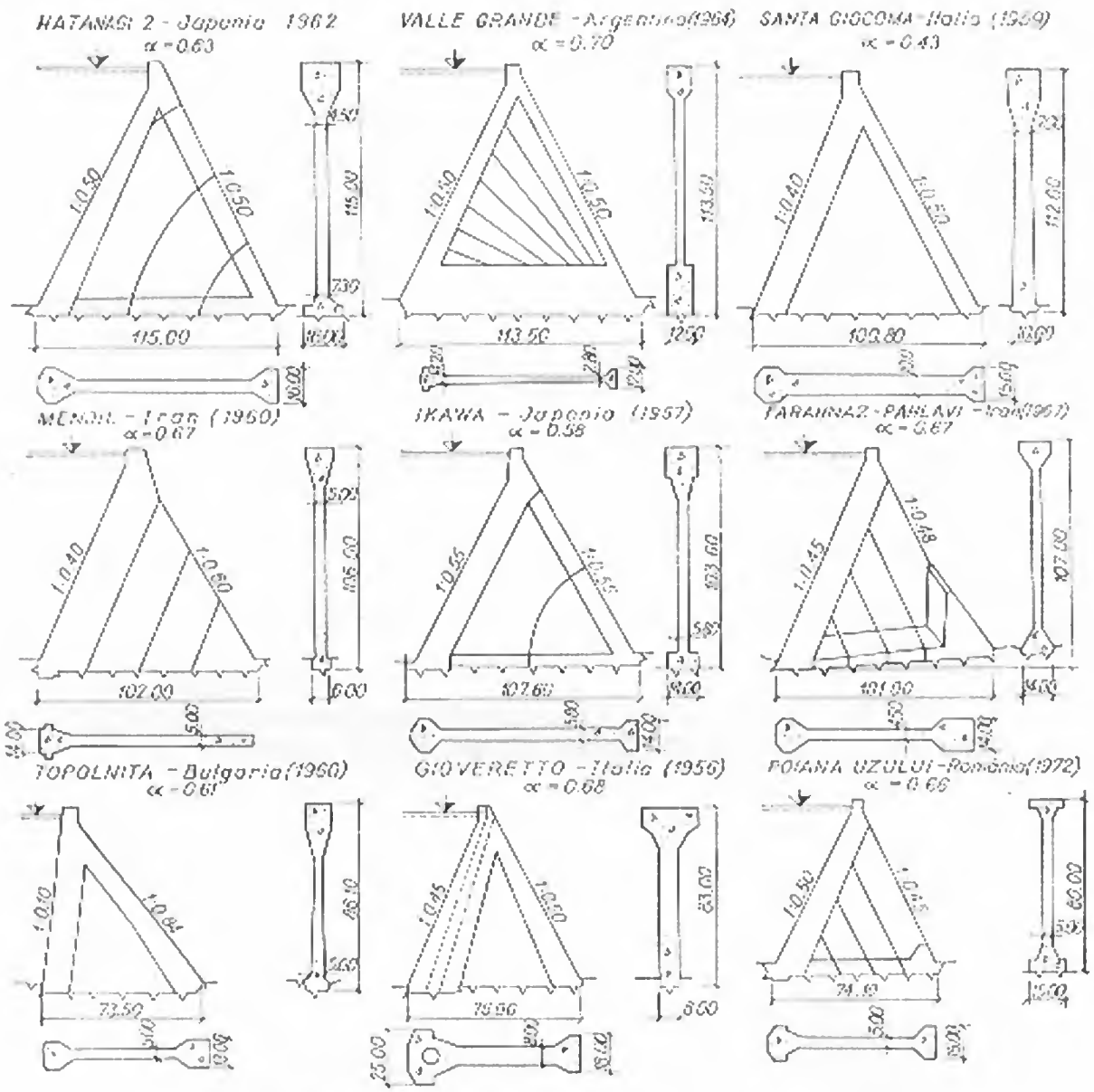


Fig. 4-16. Profilele unor baraje cu contraforți.

— forma capătului amonte se realizează practic poligonală și nu curbată, pentru a ușura execuția;

— coeficienții de evidare variază între 1/2 și 2/3.

Sînt de remarcat printre altele, măsurile luate la aceste lucrări pentru evitarea fisurării betonului, cum ar fi limitarea lățimii amonte a contraforților sau prevederea rosturilor permanente în contraforți, orientate aproximativ după liniile izostatice (*Valle Grande, Farahnaz, Poiana Uzului*). Barajele fundate pe terenuri mai slabe și neomogene sînt prevăzute cu tălpi de fundație joantive, dispoziție constructivă care mărește considerabil stabilitatea generală (*Hatanagi, Valle Grande, Ikawa, Farahnaz, Poiana Uzului*).

12. Exemplificări din alte țări

Primul baraj de acest tip a fost barajul *Don Martin*, construit în Mexic, în anii 1927—1928 (fig. 4-17, *a*). La o înălțime de 36 m, distanța între rosturi este de 9 m, iar grosimea contraforților de 2 m. Aceste dimensiuni conduc la un coeficient de evidare $\alpha = 7/9 = 0{,}78$, foarte îndrăzneț pentru epoca în care a fost construit. Soluția de deversare a apelor mari peste contraforți, acoperiți cu plăci de beton armat, este originală.

În figura 4-17, *b* este schițat un plot al barajului *Scais* din Italia, construit în anii 1935—1938. Dispoziția lui constructivă este cu totul aparte. Contraforții, cu distanța între rosturi de 12 m, sînt închiși în aval în partea inferioară și contravîntuiți cu grinzi pentru o mai mare stabilitate la flambaj. Față de dimensiunile barajului, aceste măsuri pot fi considerate prea prudente.

Barajul *Ben Métir* din Tunisia, dat în exploatare în iarna anilor 1954—1955, prezintă cîteva dispoziții constructive deosebite, impuse în special de caracteristicile mai slabe ale terenului de fundație, constituit dintr-un complex argilo-grezos (fig. 4-18). Contrafortul de tip curent este alcătuit dintr-un capăt amonte de 14 m lățime, cu o înclinare de 1 : 0,45, care realizează continuitatea paramentului amonte și contrafortul propriu-zis de 4 m grosime, care transmite încărcările la fundație. În zona fundației, contraforții sînt joantivi, asigurînd limitarea efortului transmis la teren la 9 kg/cm². Stabilitatea la alunecare este îmbunătățită prin înclinarea tălpii de fundație cu 15% în zona centrală și 10% în zonele laterale. Ea este asigurată și prin drenarea

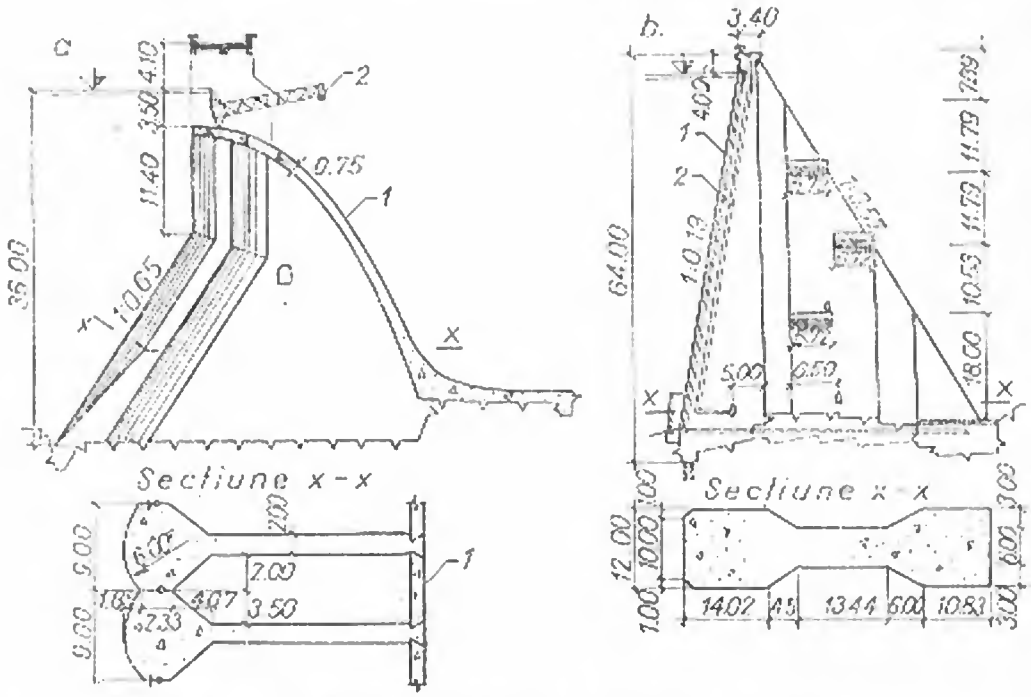


Fig. 4-17. Baraje cu contraforți cu dispoziții speciale:
a — barajul Don Martin; *1* — placă deversantă; *2* — stavilă segment; *b* — barajul Scais; *1* — etanșare; *2* — tubație de drenaj.

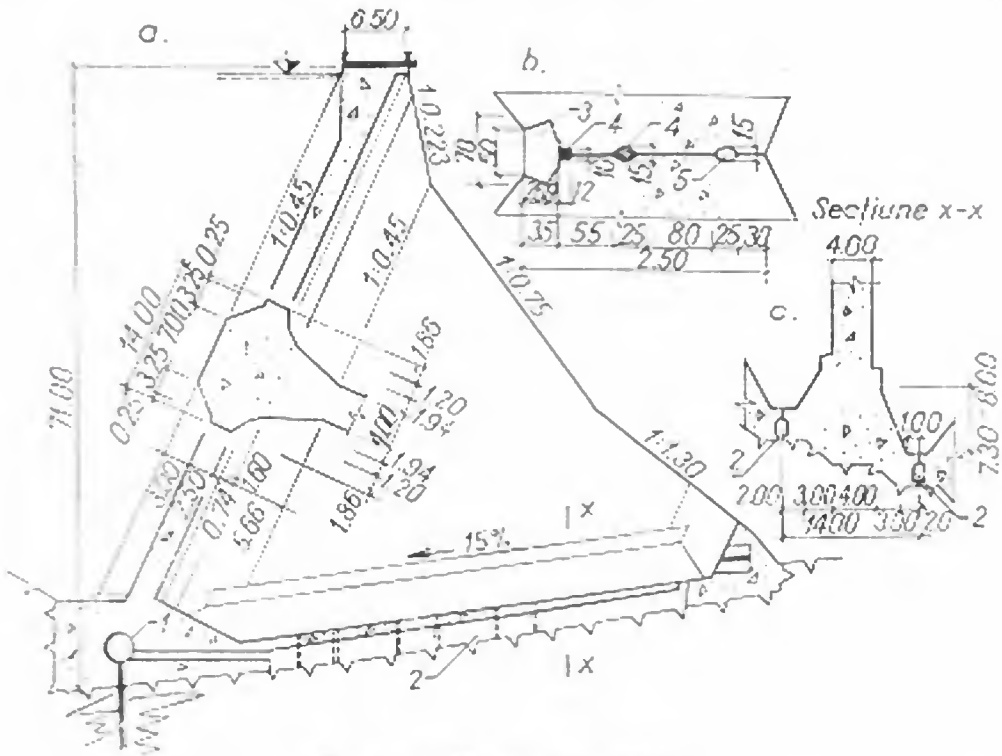


Fig. 4-18. Barajul Ben Métir:
a — secțiune transversală; *b* — detalia de rost; *c* — fundația contrafortului; *1* — galerie de picior; *2* — galerie de drenaj; *3* — pană de beton armat; *4* — mastic bituminos; *5* — gol de drenaj.

puternică a fundației prin foraje, distribuite în toată ampriza și prin galeriile de drenaj, pozate la nivelul fundației în rosturile dintre contraforți (fig. 4-18, *c*).

În Japonia, a fost dat în exploatare în anul 1957 primul baraj cu contraforți-ciupercă, barajul *Ikawa*. El are o înălțime de 103,60 m, o lungime la coronament de 240 m și un volum de beton de 460 000 m³ (fig. 4-19). Înclinarea pronunțată a paramentelor amonte și aval, 1 : 0,55, a rezultat în urma dimensionării la cutremur ($c/g = 0{,}12$). Efortul maxim transmis la fundație este de 39,5 kg/cm². Fiecare contrafort este fragmentat de rosturi de contracție curbilinii, care coincid cu etapele de construcție ale barajului. Contraforții centrali sînt profilați pentru descărcarea frontală a apelor mari, care ating 2 400 m³/s (fig. 4-19, *b*).

O construcție de o concepție modernă este barajul *Menjil* din Iran (fig. 4-20), dat în exploatare în anul 1962. Roca bună de fundație, constituită din andezite, ca și fenomenele seismice din regiune au condus la alegerea unui baraj format din elemente independente, mai puțin sensibil la cutremur. Înălțimea maximă a barajului este de 106 m, lungimea la coronament de 425 m, iar volumul de beton de 570 000 m³. Grosimea contraforților, constantă în elevație, este de 5 m, iar distanța între rosturi de 14 m. Aceste dimensiuni conduc la un coeficient de evidare $\alpha = 9/14 = 0{,}64$. Capătul amonte al contraforților a fost astfel proporționat încît în beton să nu apară eforturi de tensiune. La acest lucru contribuie în mare măsură presiunea laterală din rosturi (fig. 4-20, *d*). Etanșarea acestora se realizează printr-o tolă de cupru în formă de Z și o bandă de cauciuc special.

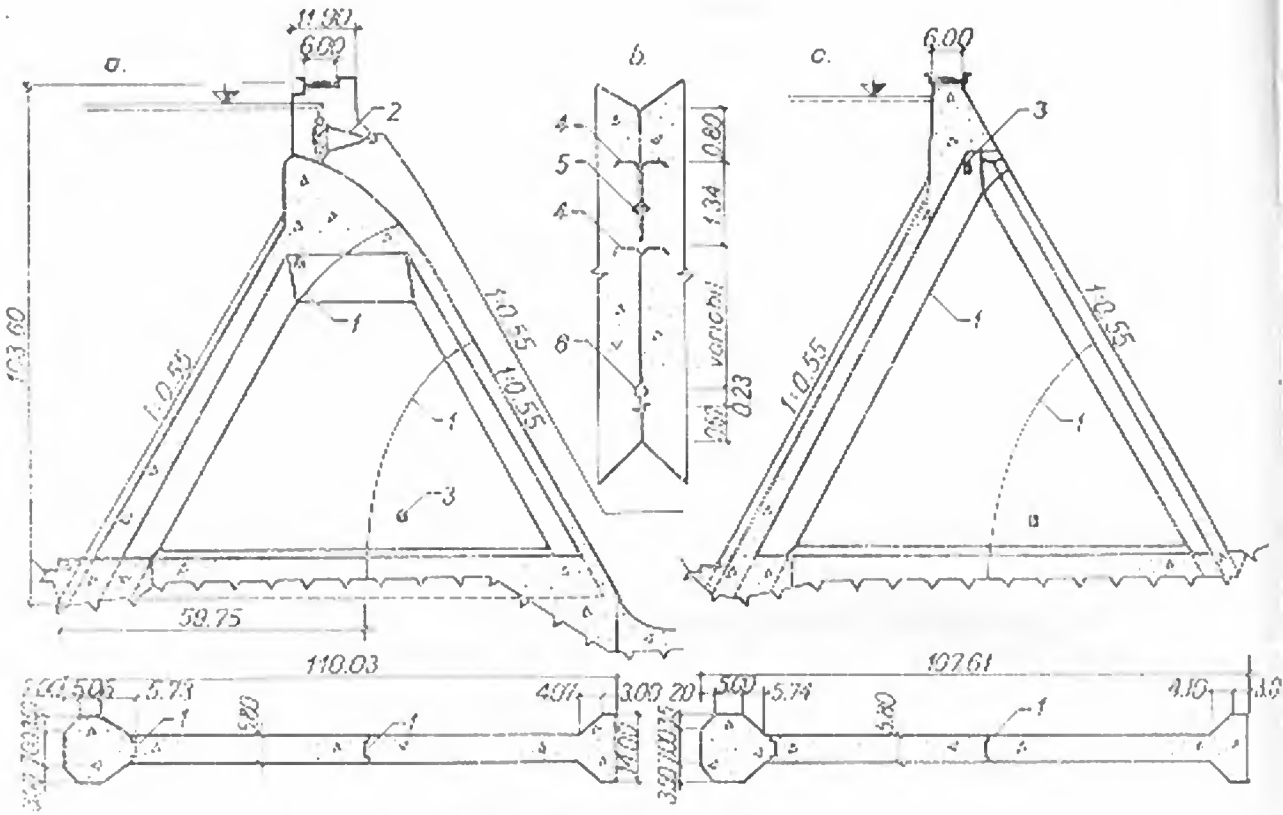


Fig. 4-19. Barajul Ikawa:

a — plot deversant; *b* — detaliu de rost; *c* — plot curent; *1* — rost de contracție; *2* — stavilă segment; *3* — galerie de vizitare; *4* — tolă de cupru; *5* — mastic bituminos; *6* — tubație de drenaj.

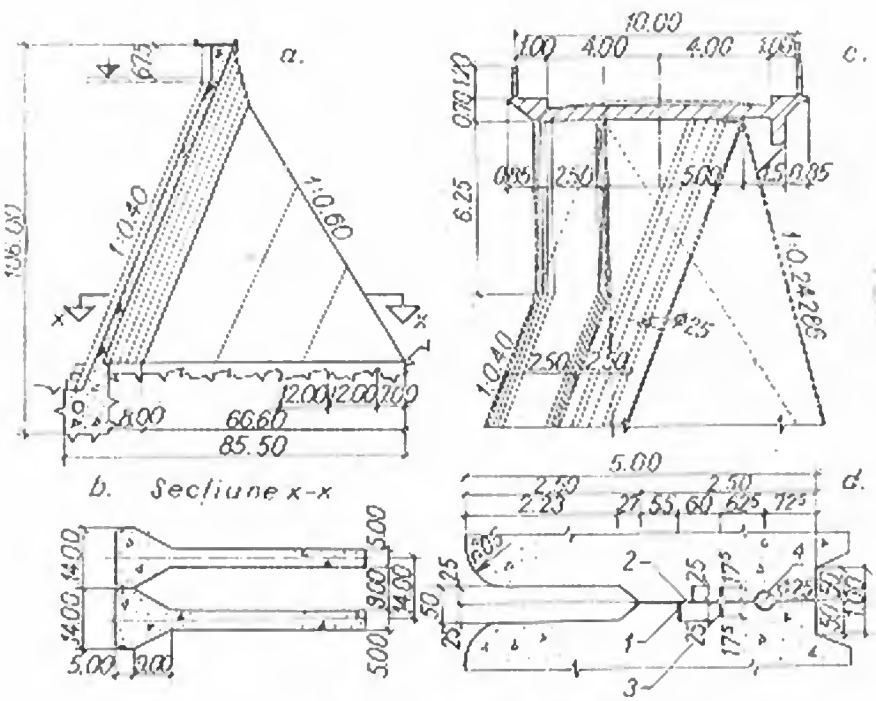


Fig. 4-20. Barajul Menjil:

a — vedere laterală; *b* — secțiune orizontală; *c* — detaliu de coronament; *d* — detaliu de rost; *1* — tolă de cupru; *2* — gittaterină; *3* — bandă de cauciuc; *4* — tubație de drenaj.

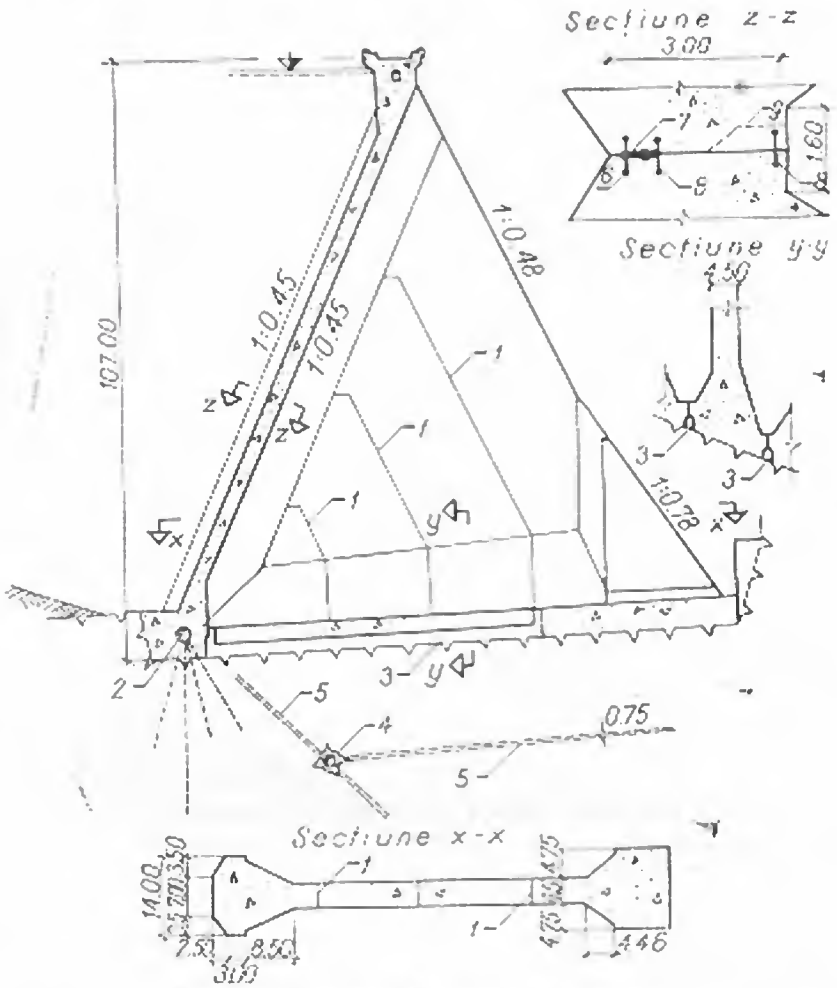


Fig. 4-21. Barajul Farahnaz — Pahlavi:

1 — rost de contracție; *2* — galerie de picior; *3* — galerie de drenaj; *4* — galerie pentru colectarea drenajelor de adîncime; *5* — foraje de drenaj; *6* — bandă de cauciuc; *7* — guttaternă; *8* — bandă PVC; *9* — țeavă pentru injectare.

Un al doilea baraj cu contraforți-ciupercă de mare înălțime construit în Iran este barajul *Farahnaz Pahlavi* (fig. 4-21), dat în exploatare în anul 1967. El are înălțimea de 107 m și lungimea la coronament de 450 m, fiind alcătuit din 22 de contraforți de 14 m lățime fiecare și din baraje de închidere la cei doi versanți, cu profile clasice de greutate. Pentru a asigura drenarea rocii de fundație (compusă din cuarțite înspre amonte și din diferite calități de rocă variind de la cuarțite la marne argiloase friabile, în aval) s-au forat peste 3 000 m de găuri cu diametrul de 75 mm, forajele fiind executate din galeria de drenaj de adîncime. De aici apele sînt pompate spre bazinul aval.

În urma încercărilor pe modele, efectuate de LNEC — Lisabona pentru a studia comportamentul la cutremur al barajului, s-a recomandat legarea contraforților din zona centrală prin îngroșarea lor spre fundație și spre aval. În rostul dintre contraforți, deveniți joantivi în fundație, este pozată galeria de drenaj și vizitare. Rosturile dintre capetele amonte ale contraforților sînt injectate cu suspensie de ciment, iar etanșarea din amonte cuprinde o bandă de cauciuc și puțul cu guttaternă.

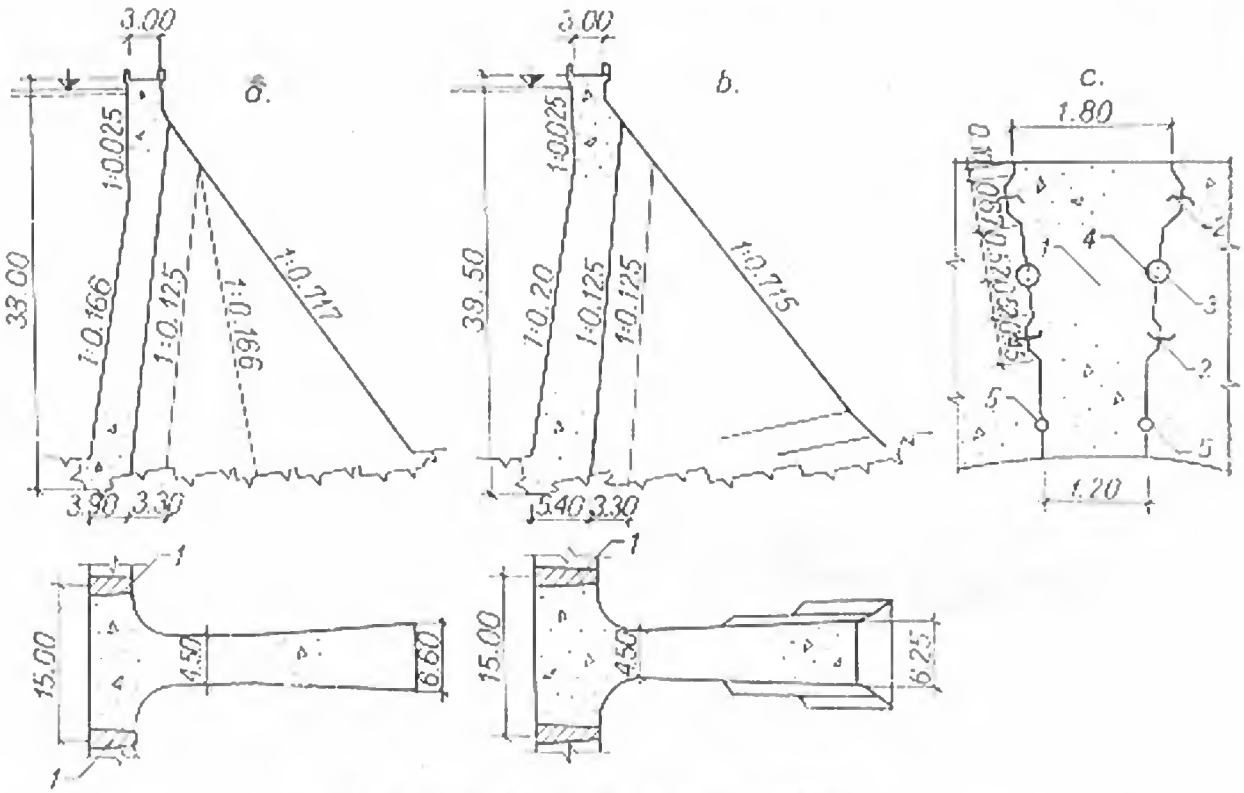


Fig. 4-22. Baraje cu contraforți scoțiene:
a — barajul Giora; *b* — barajul Cruachan; *c* — detaliu de rost; *1* — beton de închidere; *2* — bandă PVC; *3* — puț de bitum; *4* — conductoare electrice; *5* — tub de drenaj.

Dispoziții constructive deosebite prezintă cele nouă baraje cu contraforți construite în Scoția în perioada 1945—1966. Două dintre acestea, barajele *Giora* (1959) și *Cruachan* (1965) sînt schițate în figura 4-22. Spre deosebire de barajele cu contraforți obișnuite, la care capătul amonte este profilat curbiliniu sau poligonal, la acestea capetele amonte ale contraforților realizează o placă de reținere continuă. Între contraforții vecini, cu o lățime amonte de 15 m, se lasă la turnare rosturi lărgite cu interspațiul de 1,50 ... 1,80 m, care se betonează ulterior, după terminarea contracției betonului. Se evită în acest fel fisurarea, iar legătura finală dintre contraforți se realizează monolit. Deși consumul de cofraje crește, ritmul de execuție este sporit, iar betonarea fiecărui contrafort este independentă de faza de execuție a celorlalți. La această dispoziție apar însă eforturi de tensiune importante în placa amonte, din presiunea hidrostatică. Parțial acest fenomen este înlăturat prin racordul eliptic introdus între corpul contrafortului și placă.

În figura 4-22, *c* se prezintă alcătuirea rostului dintre contraforți. Între cele două benzi de PVC, care închid rostul în amonte și în aval, se realizează injectarea cu suspensie de ciment. Pentru a evita infiltrațiile care se pot produce prin fețele laterale ale rostului dublu, în timpul deschiderii provocate de scăderile de temperatură, pe lîngă benzile de etanșare s-a mai prevăzut un puț de bitum, care poate fi regenerat prin încălzire pe cale electrică. Tubul de drenaj din zona aval colectează eventualele ape infiltrate.

Una din cele mai interesante construcții din ultima vreme este barajul *Roselend* din Franța (fig. 4-23). Conformația văii, constituită din niște chei mult evazate și

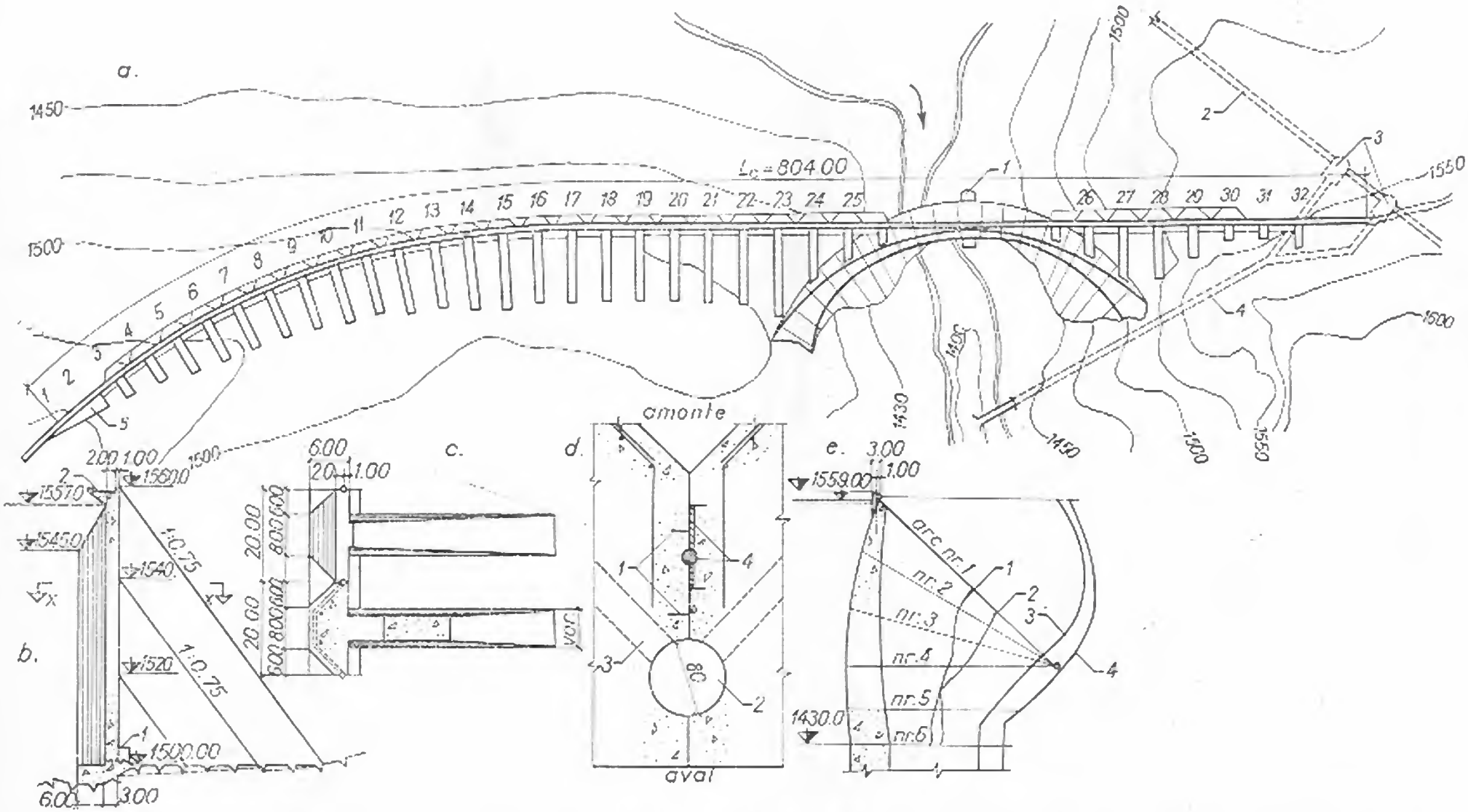


Fig. 4-23. Barajul Roselend:

a — vedere în plan; *1* — golire de fund; *2* — aducțiune; *3* — case de vane; *4* — galerie de acces; *5* — culee; *b* — secțiune prin rost; *1* — galerie de vizitare și drenaj; *2* — drum de coronament; *c* — vedere și secțiune *x* — *x* prin contrafort; *d* — detaliu de rost; *1* — tolă de cupru; *2* — puț de drenaj; *3* — dren; *4* — guttatermă; *e* — secțiunea maestră a barajului arcuit; *1* — nașteri mal stîng; *2* — nașteri mal drept; *3* — linia centrelor aval; *4* — linia centrelor amonte.

asimetrice de la o anumită cotă în sus, a condus la combinarea a două tipuri de baraje: un baraj cu contraforți cu un baraj arcuit. Coronamentul barajului arcuit fiind situat într-un plan înclinat spre aval, pentru realizarea barării a fost necesar ca o parte din contraforți să sprijine direct pe acest baraj. Această dispoziție neobișnuită a fost minuțios studiată prin încercări pe modele structurale.

Dată fiind lățimea mare de barare, lățimea capetelor amonte ale contraforților s-a admis de 20 m (fig. 4-23, *c*). Conturul capătului amonte s-a ales din condiția de eliminare a eforturilor de tensiune. Etanșarea rostului se realizează prin două rinduri de tole de cupru de 2 mm grosime (fig. 4-23, *d*). Apele ce se pot infiltra prin rosturi sînt evacuate prin puțuri de 80 cm diametru pozate în planul rostului.

Contraforții au grosimea variabilă în elevație și sînt împărțiți prin rosturi de lucru paralele cu paramentul aval în elemente de 15 m lățime. Această împărțire are scopul de a limita fenomenele de contracție.

13. Exemplificări din România

Primul baraj cu contraforți-ciupercă construit în România este barajul *Secul* de pe rîul Bîrzava, terminat în anul 1963. El are o înălțime maximă de 38 m și o lungime la coronament de 136 m. Corpul barajului este alcătuit din 14 ploturi independente, separate prin rosturi de dilatație. Ploturile curente (fig. 4-24, *a*) au înclinarea paramentului amonte de 1 : 0,54, iar cea a paramentului aval 1 : 0,37.

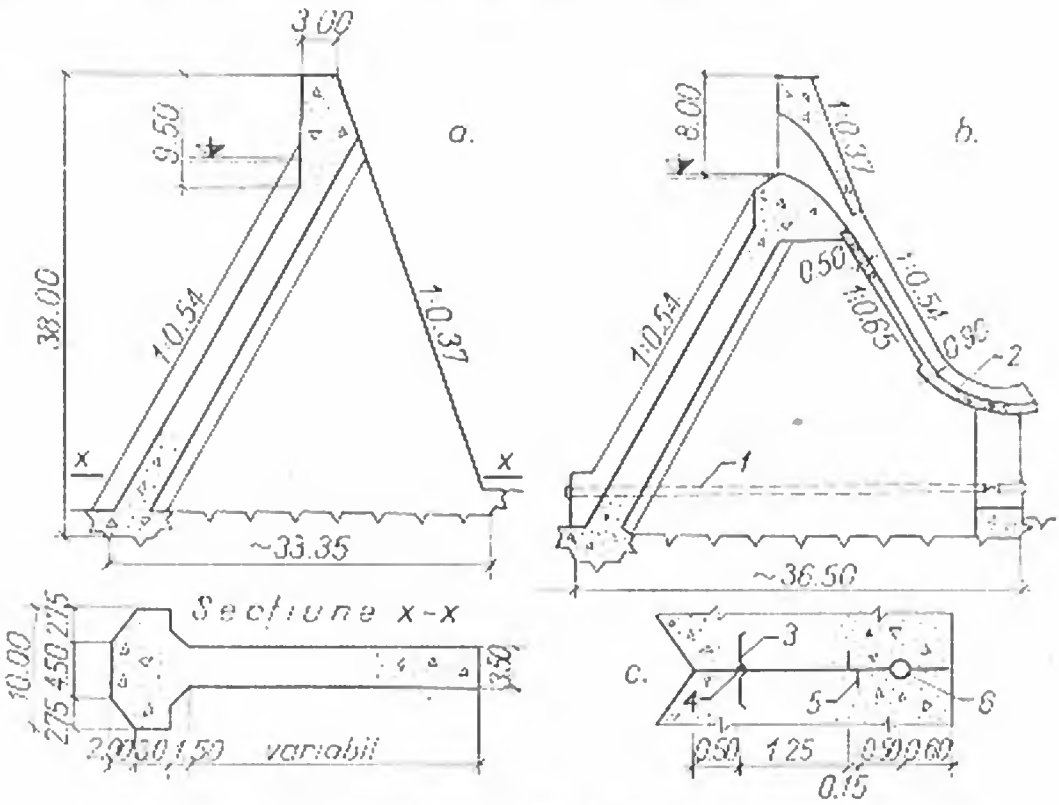


Fig. 4-24. Barajul Secul:

a — plot curent; *b* — plot deversant; *c* — detaliu de rost; *1* — golire de fund; *2* — trambulină; *3* — tolă de cupru; *4* — fuior de cînepă; *5* — tolă de cupru Z; *6* — dren.

În vederea limitării fenomenelor de contracție a betonului, pentru lățimea frontală a ciupercilor s-a admis o dimensiune de 10 m, proporțională cu înălțimea barajului. Ciupercile se racordează în aval cu contraforții care au o grosime de 3,50 m, realizîndu-se astfel un coeficient de evidare $\alpha = 6{,}50/10 = 0{,}65$. După cum se vede din figura 4-24, *c*, rosturile de dilatație sînt etanșate cu două tole de cupru, în formă de V și Z, de 2 mm grosime. La 50 cm de tola aval este prevăzut pe toată înălțimea plotului un dren, alcătuit din tuburi de beton poros cu diametrul de 30 cm.

Ploturile centrale sînt amenajate să asigure descărcarea apelor mari, care ating 172 m^3/s. Pe fiecare plot este prevăzută o deschidere de evacuare, acoperită la partea superioară cu o placă de beton armat curbată (fig. 4-24, *b*). În dreptul golurilor dintre contraforți, conturul deversant se realizează prin intermediul unei plăci de beton armat de 0,50 m grosime, ancorată de unul dintre contraforți și rezemată pe celălalt. În continuare, se găsește o placă trambulină care aruncă apele deversante în aval.

În perioada 1960—1964 a fost proiectat și executat barajul *Strîmtori* pe rîul Firiza, de 49,50 m înălțime maximă și 200 m lungime la nivelul coronamentului. Barajul de beton, continuat la versantul drept cu un dig de închidere, este alcătuit din 15 ploturi cu contraforți-ciupercă, deschise în aval. Plotul de tip curent este prezentat în figura 4-25, *a*. Contraforții sînt prevăzuți cu rosturi definitive, paralele cu paramentul aval, și cu un rost de construcție șicanat, paralel cu paramentul amonte. Rostul definitiv este realizat în nut și feder (fig. 4-25, *c*), cu fîșiile laterale acoperite cu un strat de hîrtie între două straturi de bitum și cu fîșia centrală beton pe beton. La

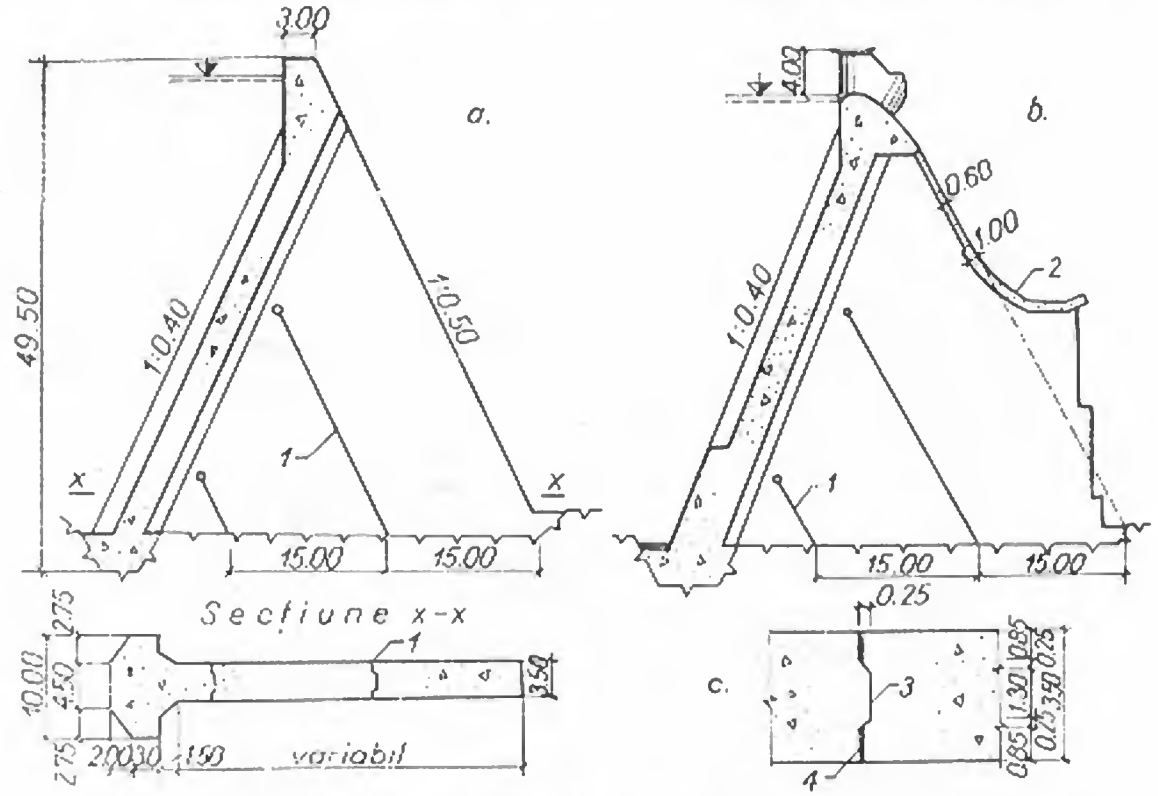


Fig. 4-25. Barajul Strîmtori:

a — plot curent; *b* — plot deversant; *c* — detaliu de rost de contracție; *1* — rost de contracție; *2* — trambulină; *3* — beton pe beton; *4* — hîrtie între două straturi de bitum.

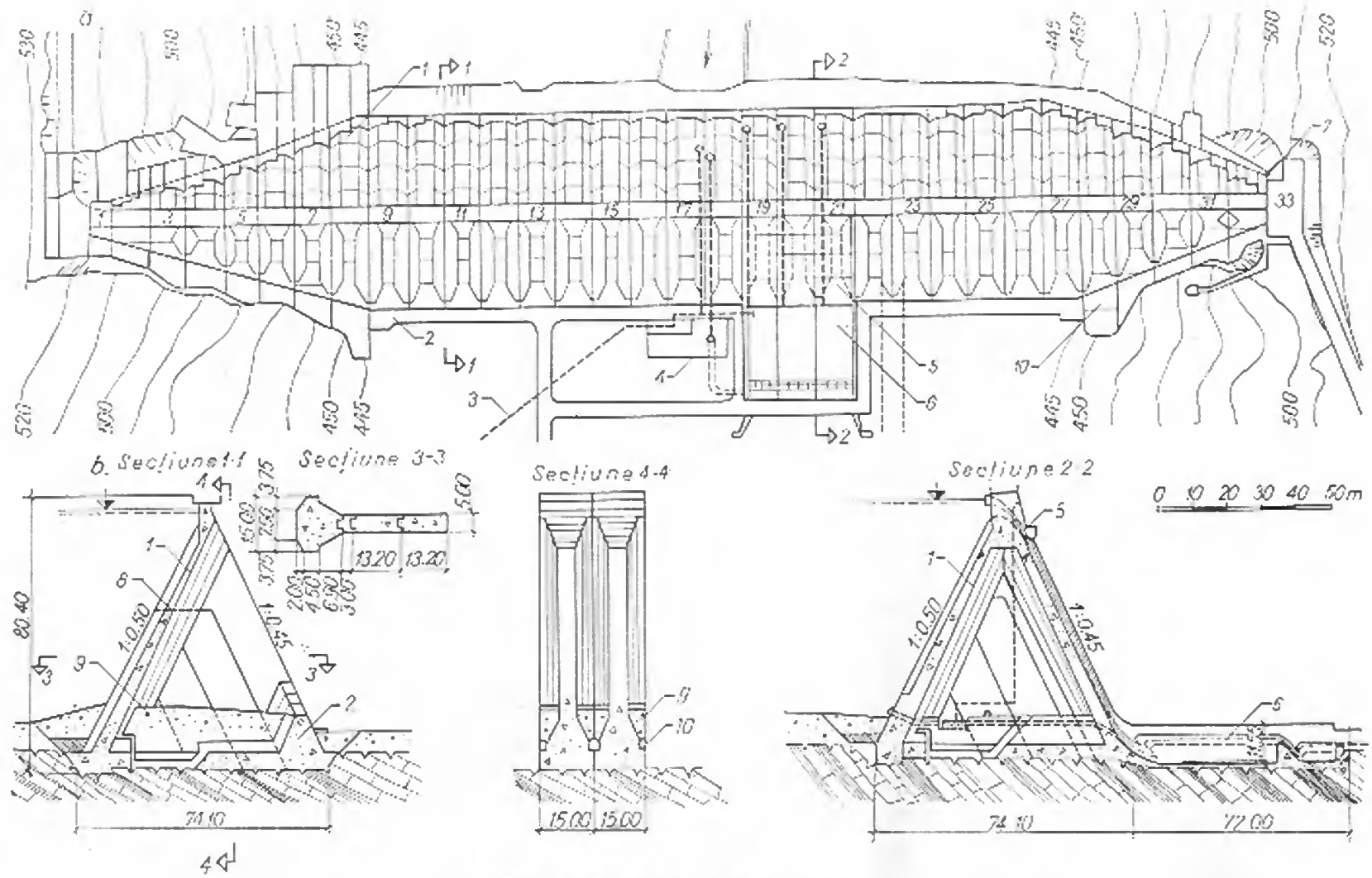


Fig. 4-26. Barajul Poiana Uzului:

a — vedere în plan; *b* — secțiuni caracteristice; *1* — cap amonte; *2* — buton aval; *3* — aducțiune; *4* — centrală hidroelectrică; *5* — deversor; *6* — disipator de energie; *7* — plot culee; *8* — limita primei etape; *9* — umplutură; *10* — galerie de drenaj.

capătul superior al rostului, pentru preluarea eventualelor concentrări de eforturi, este prevăzută o țeavă metalică ⌀ 160 mm pe toată lățimea rostului și trei plase de armare a 5 ⌀ 30/m.

Cele trei ploturi centrale sînt deversante (fig. 4-25, *b*). Deversorul este racordat cu o trambulină cu dinți deflectori. Placa este fixată de plotul central prin armături, iar de ploturile laterale prin rosturi înclinate, care se pot încărca în cazul solicitării plăcii la vibrații sau sucțiuni.

În anul 1972 a fost dat în exploatare la sarcină completă barajul *Poiana Uzului* de 80,40 m înălțime maximă, 500 m lungime la coronament și 700 000 m³. Adoptarea unei variante de baraj cu contraforți-ciupercă, deschiși în aval, a condus la o economie de beton de 300 000 m³ față de un baraj de greutate masiv.

Barajul este construit din 33 de ploturi de 15 m lățime, dintre care trei sînt de construcție masivă, trei deversante, iar celelalte sînt de tip curent (fig. 4-26). Plotul de tip curent de beton simplu, este alcătuit dintr-o ciupercă poligonală de 15 m lățime, înclinată în elevație cu 1 : 0,5 și rezemată pe toată înălțimea pe un contrafort lat de 5 m. Acesta reazemă la rîndul său pe un soclu de fundație de 15 m lățime, egală cu aceea a ciupercii. În acest fel se realizează o fundație continuă, care acoperă și protejează terenul de fundație. Soclul servește totodată ca suport al unei lestări cu materiale locale, lestare care permite reducerea volumului de beton cu o cantitate corespunzătoare greutății umpluturilor (fig. 4-27).

În rostul dintre ploturi lestul este secționat printr-un plan vertical (fig. 4-27, *a*), realizat dintr-un perete de zidărie cu mortar, care constituie suportul planului de alunecare propriu-zis. Acesta constă dintr-un strat de mastic bituminos de 5 mm grosime, protejat cu o zidărie de cărămidă de 6 cm grosime. Planul de alunecare asigură tasarea simultană a plotului și a lestului respectiv. În acest fel stabilitatea la alunecare a fiecărui plot este strict controlată. În cazul lestării ploturilor fără prevederea dispozitivului arătat, la o tasare mai mare a unui plot față de cea a ploturilor vecine (fig.4-27,*b*) se produce o suprafață de alunecare prin lest după linia frîntă *abc*, descărcînd plotul nu numai de greutatea corespunzătoare lestului, ci și de aceea a forței din planurile *ab*.

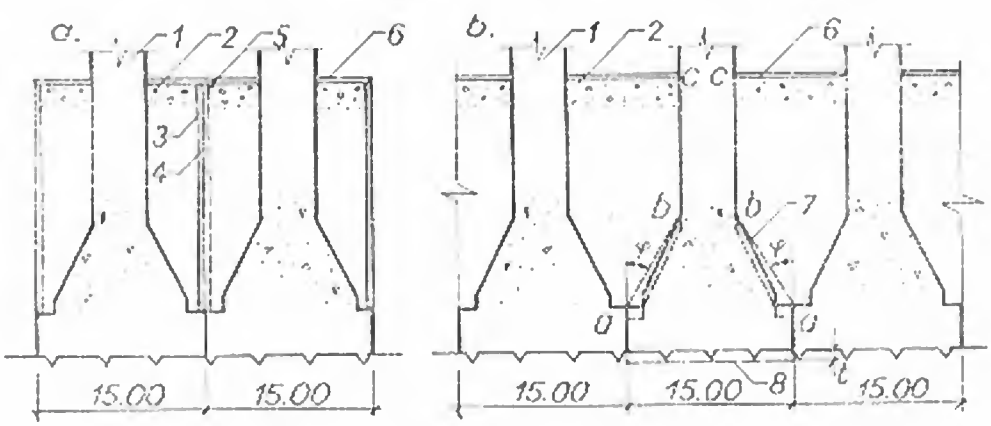


Fig. 4-27. Lestarea contraforților:

a — cu plan de alunecare la limita rostului; *b* — fără plan de alunecare; *1* — plot curent; *2* — umplutură; *3* — zidărie de piatră; *4* — strat de bitum; *5* — protecție din cărămidă; *6* — perete rostuit; *7* — plan de alunecare prin umplutură; *8* — limita de tasare a unui plot față de ploturile adiacente.

Contraforții sînt secționați în fîșii de 13,20 m lățime, prin intermediul rosturilor de contracție permanente, orientate paralel cu paramentul aval. Transmiterea eforturilor de alunecare în planul acestora este asigurată prin realizarea rosturilor cu redane. Pentru mărirea rigidității longitudinale la solicitări seismice, la piciorul aval al contraforților este prevăzută o îngroșare, pe un sfert din înălțimea plotului. La baza rosturilor de dilatație dintre fundațiile contraforților sînt prevăzute galerii de drenaj vizitabile. Apele colectate din întreaga incintă a barajului sînt evacuate în aval printr-un canal colector, lung de 800 m.

14. Calcule de dimensionare

Pentru dimensionarea acestor baraje *R. Prișcu* și *A. Stoian* [9] admit criteriile clasice adoptate mai înainte: condiția de efort nul la piciorul amonte și condiția de stabilitate la alunecare.

Se consideră un plot încărcat de greutatea proprie, presiunea orizontală și verticală a apei și de subpresiuni (fig. 4-28). Pentru acestea din urmă se face ipoteza că acționează numai asupra plăcii amonte, cu o distribuție liniară de la valoarea întreagă a presiunii hidrostatice amonte γH, la zero, pe marginea aval.

Scriind cele două condiții amintite și rezolvînd sistemul, rezultă următoarele ecuații:

$$\left[\gamma K_2 + K_1K_2 + K_3K_6 - \frac{\gamma - K_1}{K_1}(\gamma K_2 + 2K_1K_2 + K_1K_6) + \right.$$

$$\left. + \frac{(\gamma - K_1)^2}{K_1^2}(K_1K_2 + K_5K_6)\right]\lambda_1^2 - \left[\frac{2\gamma}{fK_1^2}(\gamma + K_1)(K_1K_2 + K_5K_6) - \right. \tag{12}$$

$$\left. - \frac{\gamma}{fK_1}(\gamma K_2 + 2K_1K_2 + K_1K_6)\right]\lambda_1 + (K_1K_2 + K_5K_6)\frac{\gamma^2}{f^2K_1^2} - 2\gamma K_6 = 0;$$

$$\lambda = \frac{\gamma - (\gamma + K_1)f\lambda_1}{fK_1}, \tag{13}$$

cu notațiile:

$$K_1 = \gamma_b[1 - \alpha(1 - \beta)^2] - \gamma\beta$$

$$K_2 = \frac{1}{\varepsilon}[1 - \alpha + 3(1 - \alpha)(1 - \varepsilon)^2 + \alpha\beta^3 + 3\alpha\beta(\varepsilon - \beta)^2]$$

$$K_3 = \gamma(3\varepsilon - 2) + \gamma_b(3\varepsilon - 4) - \gamma\beta(3\varepsilon - 2\beta) - \gamma_b\alpha(1 - \beta)^2(3\varepsilon - 4 + 4\beta)$$

$$K_4 = 3\gamma\varepsilon + 6\gamma_b(\varepsilon - 1) - 2\gamma\beta(3\varepsilon - 2\beta) + 6\gamma_b\alpha(1 - \beta)^2$$

$$K_5 = \gamma_b(3\varepsilon - 2) - \gamma\beta(3\varepsilon - 2\beta) - \gamma_b\alpha(1 - \beta)^2(3\varepsilon - 4\beta - 2)$$

$$K_6 = 1 - \alpha(1 - \beta)$$

$$\varepsilon = \frac{1 - \alpha(1 - \beta^2)}{1 - \alpha(1 - \beta)}.$$

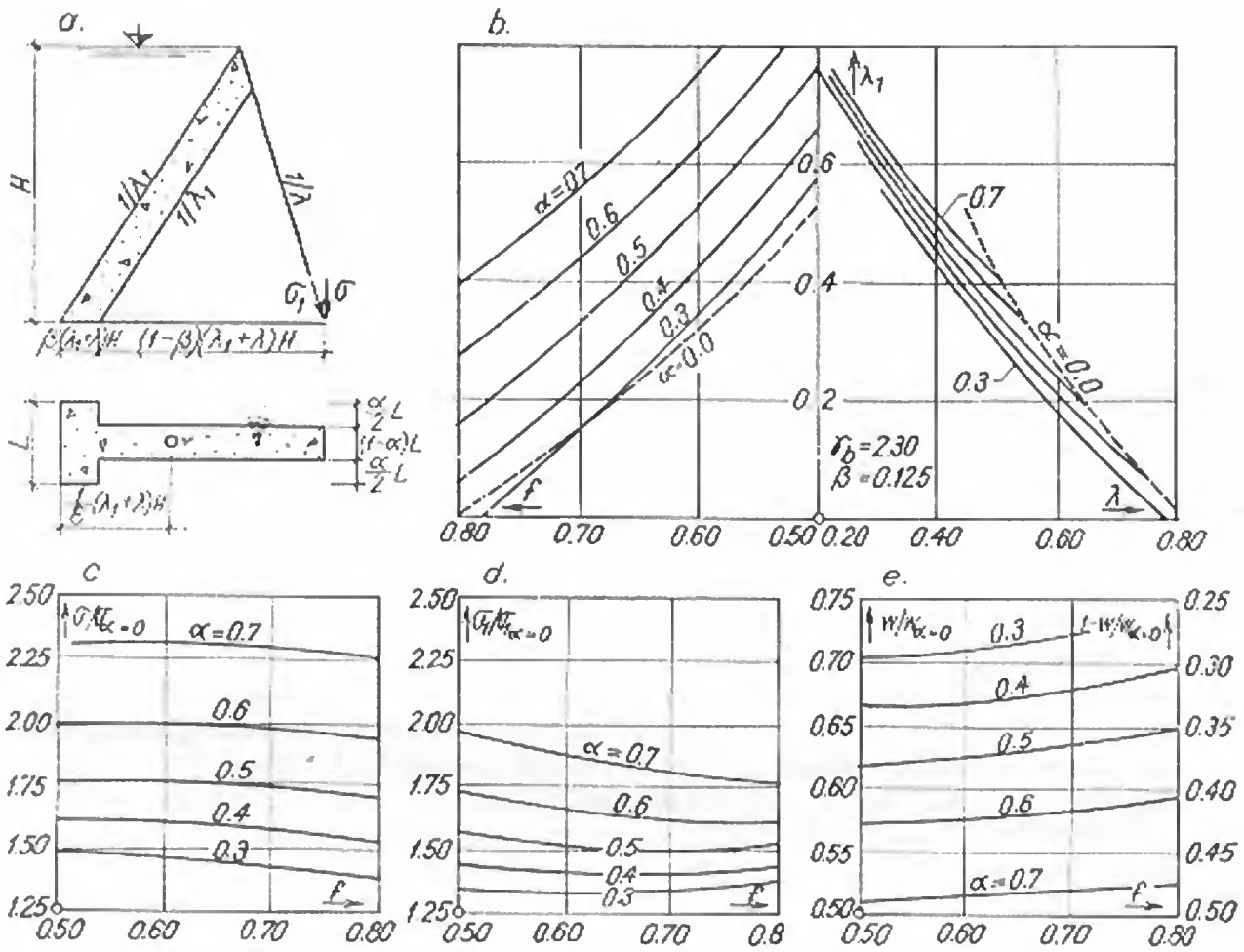


Fig. 4-28. Diagrame caracteristice pentru barajele cu contraforți-ciupercă:
a — schema de încărcare; *b* — variația înclinării paramentelor; *c* — variația raportului eforturilor verticale; *d* — variația raportului eforturilor principale; *e* — economia de volum funcție de coeficientul de evidare.

Analizînd diagramele din figura 4-28, întocmite pe baza unor calcule numerice, se constată că:

— înclinarea paramentului amonte față de verticală λ_1 este puternic influențată de coeficientul de frecare statică f și de coeficientul de evidare α; ea rezultă cu atît mai mare cu cît f este mai mic și α mai mare; relația între cele două înclinări λ_1 și λ este influențată în mai mare măsură de coeficientul de evidare decît în cazurile precedente;

— eforturile care acționează la piciorul aval al barajului cresc cu coeficientul de evidare; în comparație cu un baraj de greutate obișnuit, eforturile verticale sînt mai mari cu 110%, iar cele principale cu 70%, pentru $\alpha = 0{,}65$.

Urmînd același procedeu ca mai sus, s-au examinat [9] și barajele închise în aval, cu secțiunea orizontală de forma unui profil dublu T. Constatările făcute mai înainte se păstrează calitativ. În comparație cu un baraj de greutate obișnuit și pentru $\alpha = 0{,}65$, eforturile verticale de la piciorul aval sînt mai mari cu 105%, cele principale cu 65%, iar economia de volum de ordinul a 40%. Ca și în cazul barajelor evidate, închiderea paramentului aval conduce la o economie mai mică de volum și la eforturi mai reduse la piciorul aval.

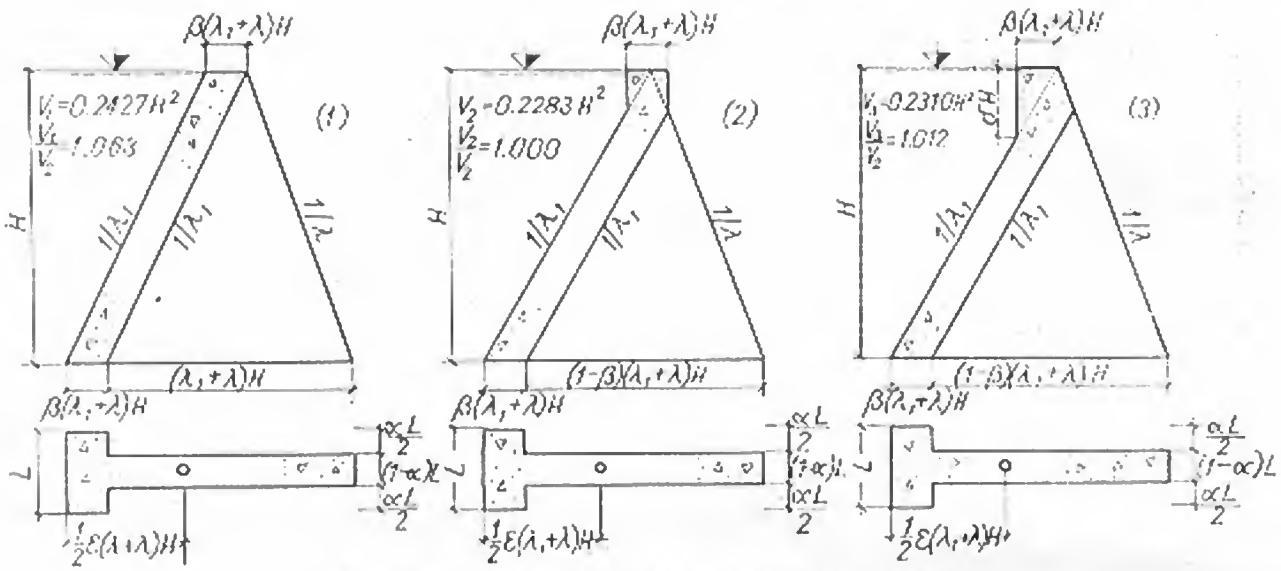


Fig. 4-29. Scheme cu diverse poziții ale coronamentului.

Pentru barajul deschis în aval s-a studiat și influența poziției coronamentului asupra înclinării paramentelor și a cantității de beton [9]. Admițînd constantele $\gamma_b = 2{,}30$ t/m^3; $f = 0{,}65$; $\alpha = 0{,}65$, precum și grosimea plăcii amonte egală cu $0{,}10H$, au rezultat volumele indicate în figura 4-29. Se constată că schema (1) necesită cel mai mare volum de beton, urmînd în ordine schemele (3) și (2). Cea mai favorabilă este schema (2), care conduce la cel mai redus volum de beton. În practică s-au construit baraje cu coronamentul dispus după schemele (2) și (3).

15. Optimizarea formei contraforților

Optimizarea formei contraforților, studiată de *R. Prișcu* și *A. Poporici* [10], constă într-o distribuție mai rațională a materialului în corpul contraforților. Aceasta se realizează printr-o mărire a secțiunii portante în zonele mai mult solicitate și se poate asigura în două variante:

— cu contraforți de grosime variabilă liniar în plan orizontal (fig. 4-30, *b*),

— cu contraforți de grosime variabilă liniar în plan vertical (fig. 4-30, *c*).

Față de barajele obișnuite, cu contraforți de grosime constantă, apar noi parametri de dimensionare: φ — tangenta unghiului între axa contrafortului și marginea sa exterioară, în plan orizontal, respectiv μ — tangenta unghiului între axa contrafortului și marginea sa exterioară, în plan vertical.

Pentru determinarea parametrilor λ_1, λ și φ sau μ sînt necesare respectiv cîte trei ecuații. Două ecuații rezultă aplicînd criteriile clasice de dimensionare: stabilitatea la alunecare și condiția de efort normal nul la piciorul amonte, ambele în ipoteza lacului plin. Condiția de stabilitate la alunecare se exprimă sub forma:

$$\frac{\sum T(\lambda_1, \lambda, \varphi \text{ sau } \mu)}{\sum N(\lambda_1, \lambda, \varphi \text{ sau } \mu)} = f, \tag{14}$$

unde aportul încastrării contrafortului în fundație poate fi echivalat într-o primă aproximație prin mărirea cu 10 ... 20% a coeficientului de frecare real.

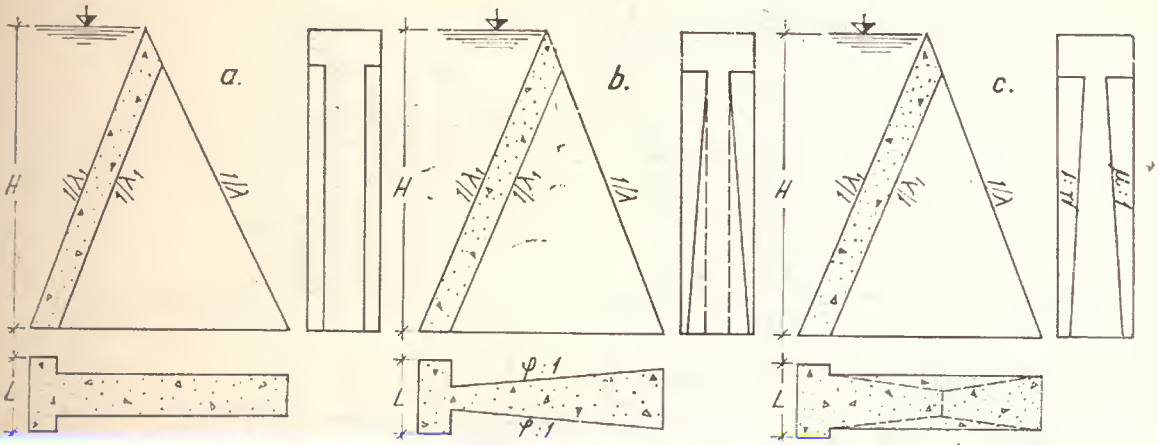


Fig. 4-30. Diferite tipuri de contraforți:
a — cu grosime constantă; *b* — cu grosime variabilă liniar în plan orizontal; *c* — cu grosime variabilă liniar în plan vertical.

Condiția de efort nul la piciorul amonte se exprimă anulînd expresia efortului care, în ipoteza unei repartiții liniare, are forma:

$$\sigma_{amonte}^{lac\ plin}(\lambda_1, \lambda, \varphi \text{ sau } \mu) = \frac{\Sigma N}{A} - \frac{\Sigma M}{I} y_1 = 0. \tag{15}$$

A treia condiție se obține limitînd mărimea efortului vertical de la piciorul aval al barajului la valoarea rezistenței admisibile a terenului σ_{ad}:

$$\sigma_{aval}^{lac\ plin}(\lambda_1, \lambda, \varphi \text{ sau } \mu) = \frac{\Sigma N}{A} + \frac{\Sigma M}{I} y_2 \leqslant \sigma_{ad}, \tag{16}$$

condiție rațională, care duce la folosirea integrală a capacității portante a terenului.

În cazul contraforților cu grosime variabilă în plan orizontal (fig. 4-31), forțele care acționează sînt presiunea hidrostatică, greutatea proprie și subpresiunea, admisă și în acest caz cu o distribuție liniară de la valoarea γH, în amonte, la zero, la capătul aval al plăcii de reținere.

Explicitînd pe φ din ecuația (14) și înlocuindu-l în ecuațiile (15) și (16) se obțin ecuațiile de dimensionare:

$$\sum_{j=0}^{j=5} {}_j \sum_{i=0}^{i=j} {}_i M_{j,i}(\lambda_1 + \lambda)^{j-i} \lambda_1^i = 0 \tag{17}$$

$$\sum_{j=0}^{j=4} {}_j \sum_{i=0}^{i=j} {}_i T_{j,i}(\lambda_1 + \lambda)^{j-i} \lambda_1^i = 0 \tag{18}$$

care sînt ecuații polinomiale de grad superior în $(\lambda_1 + \lambda)$ și λ_1. O metodă mai expeditivă de calcul constă în folosirea ecuațiilor (14), (15) și (16) în formă neprelucrată și rezolvarea sistemului prin încercări.

În cazul contraforților cu grosime variabilă în plan vertical (fig. 4-32), forțele care acționează sînt aceleași cu cele din cazul precedent.

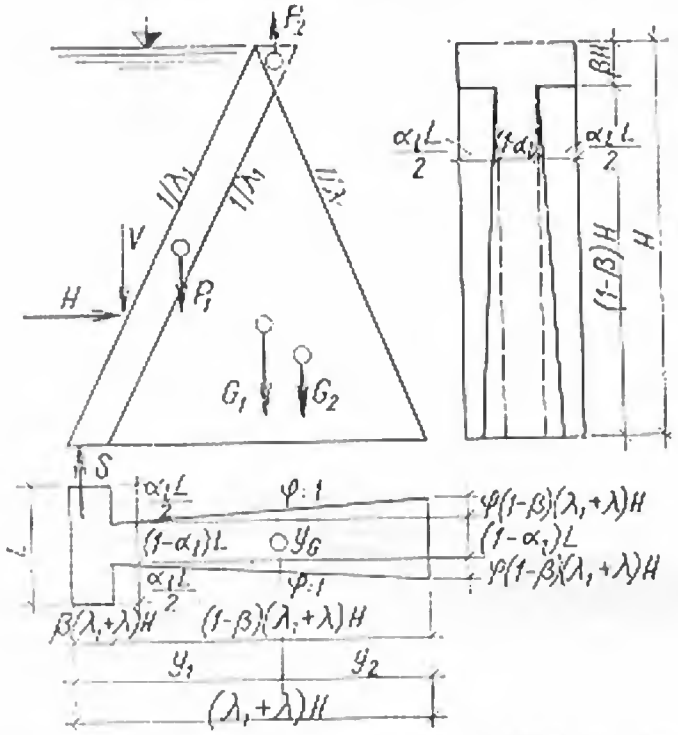


Fig. 4-31. Schemă de calcul pentru barajele cu contraforți cu grosime variabilă în plan orizontal.

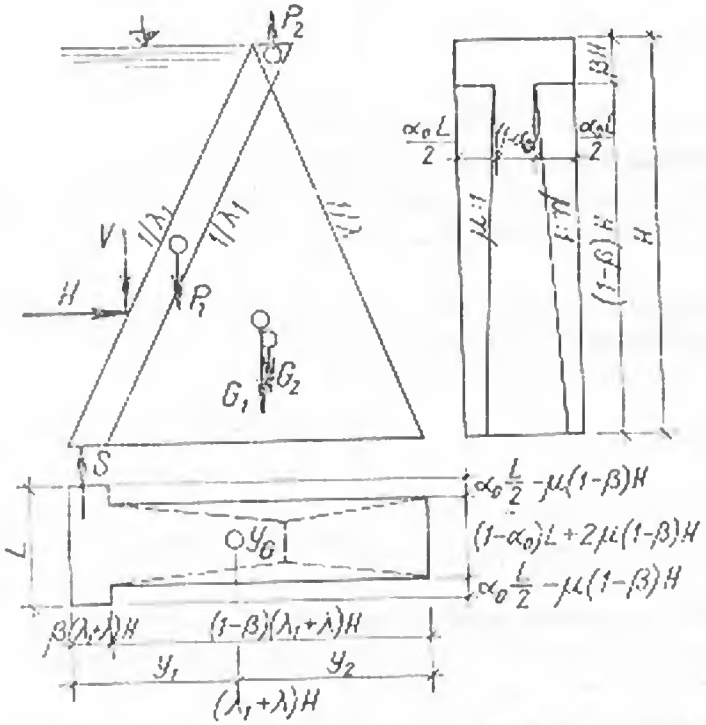


Fig. 4-32. Schemă de calcul pentru barajele cu contraforți cu grosime variabilă în plan vertical.

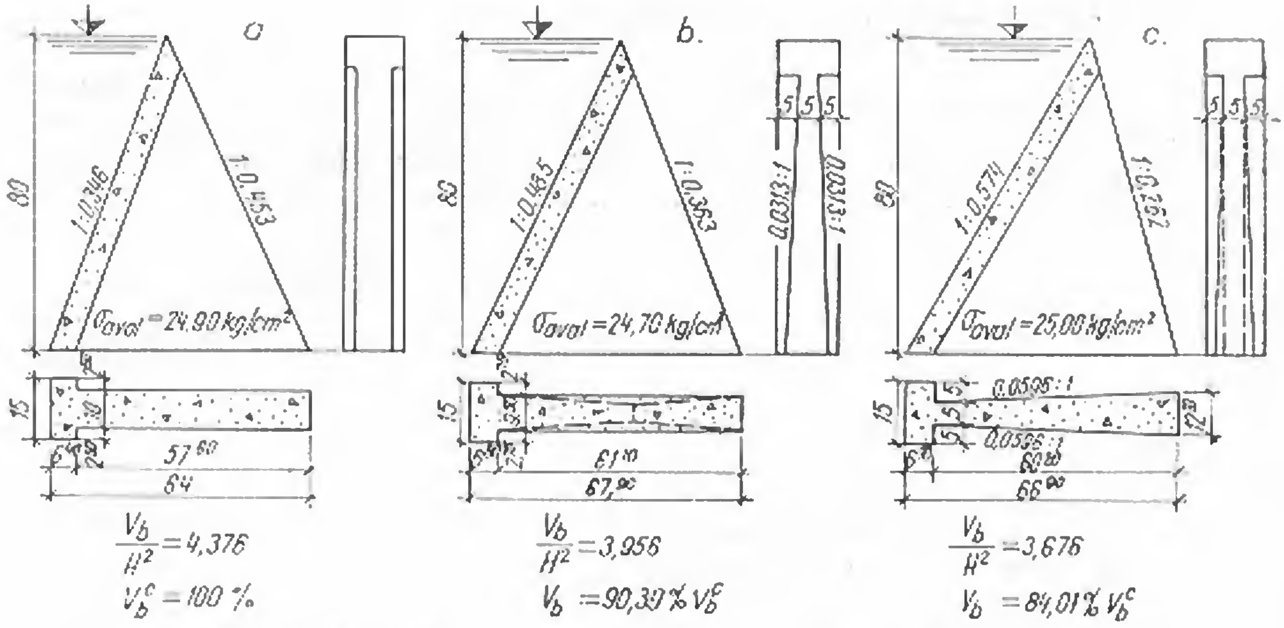


Fig. 4-33. Profilele unui baraj cu contraforţi — ciupercă:
a — cu contraforţi de grosime constantă; *b* — cu contraforţi cu grosimea variabilă în plan vertical; *c* — cu contraforţi cu grosimea variabilă în plan orizontal.

Urmînd acelaşi procedeu de explicitare, a lui μ de această dată, din ecuaţia (14) şi înlocuindu-l în ecuaţiile (15) şi (16) se obţin ecuaţiile:

$$\sum_{j=0}^{j=6} \sum_{i=0}^{i=j} C_{j,i}(\lambda_1 + \lambda)^{j-i}\lambda_1^i = 0 \tag{19}$$

$$T_{2,0}(\lambda_1 + \lambda)^2 + T_{2,1}(\lambda_1 + \lambda)\lambda_1 + T_{0,2}\lambda_1^2 +$$

$$+ T_{1,0}(\lambda_1 + \lambda) + T_{0,1}\lambda_1 + T_{0,0} = 0 \tag{20}$$

Ca şi mai înainte acestea sînt ecuaţii polinomiale de grad superior, care se rezolvă mai rapid prin încercări succesive.

Pentru a putea aprecia aportul fiecăreia dintre soluţiile studiate, s-a considerat cazul curent al unui baraj de 80 m înălţime, cu $L = 15$ m; $\gamma = 1$ t/m³; $\gamma_b = 2,40$ t/m³; $\beta = 0,10$; $f = 0,60$ şi $\sigma_{at} = 25$ kg/cm² [10]. S-a dimensionat un baraj cu contraforţi de grosime constantă, un baraj cu contraforţi de grosime variabilă în plan vertical şi unul de grosime variabilă în plan orizontal.

Volumele de beton specifice V_b/H^2, corespunzătoare fiecărei soluţii, ca şi rapoartele dintre acestea, sînt indicate în figura 4-33. Rezultă că în timp ce a doua soluţie realizează o economie de 9,61 % faţă de prima, cea de a treia este şi mai favorabilă, ridicînd economia la 16 %. Avantajele soluţiei mai economice reies punînd problema şi sub altă formă. Dimensionîndu-se toate cele trei baraje astfel încît volumele de beton specifice să fie egale ($V_b/H^2 = 3,676$), s-au determinat eforturile maxime care acţionează la piciorul aval. A rezultat că, la volume egale, celelalte soluţii încarcă terenul în măsură mai mare, cu 16,3 % respectiv cu 33 % mai mult.

16. Eforturi tangențiale în contraforți

A. Testa și *S. Spagnoletti* [11] au indicat o metodă de determinare a eforturilor tangențiale în barajele cu contraforți-ciupercă. Relațiile stabilite sînt valabile pentru orice formă și proporții ale capătului amonte, în cazul contraforților cu grosime constantă pe verticală. Se pleacă de la ecuațiile de echilibru din elasticitatea plană:

$$\frac{\partial(b\tau)}{\partial y} + \frac{\partial(b\sigma_z)}{\partial z} - b\gamma_b = 0 \tag{21}$$

$$\frac{\partial(b\sigma_y)}{\partial y} + \frac{\partial(b\tau)}{\partial z} = 0 \tag{22}$$

în care s-a notat:

τ — efortul tangențial;
σ_z — efortul normal vertical (pe direcția z);
σ_y — efortul normal orizontal (pe direcția y);
b — grosimea contrafortului în dreptul secțiunii de calcul;
γ_b — greutatea specifică a betonului.

Eforturile normale orizontale și cele tangențiale care acționează la paramente se calculează desprinzînd niște prisme ca în figura 4-34 și scriind echilibrul forțelor care acționează asupra lor. Aceste eforturi se determină în funcție de eforturile verticale σ_z, considerate cunoscute.

La paramentul amonte se obține:

$$\tau \sin \alpha_1 = p \cos \alpha_1 - \sigma_z \cos \alpha_1,$$

de unde:

$$\tau = (p - \sigma_z) \operatorname{ctg} \alpha_1 = (\gamma z - \sigma_z) \lambda_1, \tag{23}$$

și

$$\sigma_y \sin \alpha_1 = p \sin \alpha_1 - \tau \cos \alpha_1,$$

de unde:

$$\sigma_y = p - \tau \operatorname{ctg} \alpha_1 = p - (\gamma z - \sigma_z) \lambda_1^2. \tag{24}$$

La paramentul aval se obține:

$$\tau \sin \alpha = \sigma_z \cos \alpha$$

de unde:

$$\tau = \sigma_z \operatorname{ctg} \alpha = \sigma_z \lambda, \tag{25}$$

și

$$\sigma_y \sin \alpha = \tau \cos \alpha$$

de unde:

$$\sigma_y = \tau \operatorname{ctg} \alpha = \sigma_z \lambda^2. \tag{26}$$

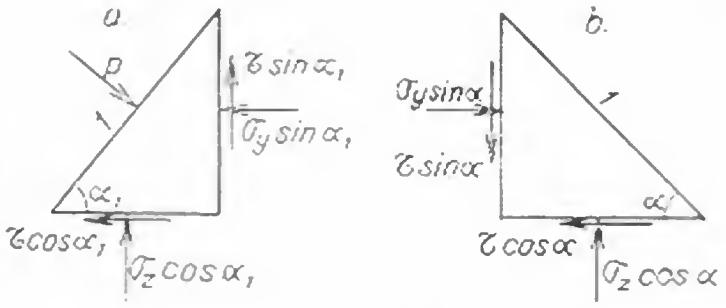


Fig. 4-34. Echilibrul forțelor la paramente:
a — amonte; *b* — aval.

Rezultă deci condițiile la limită pentru sistemul (21), (22), (fig. 4-35):

$$y = 0 \qquad \tau_0 = \sigma_{z,av}\lambda; \tag{27}$$

$$y = l \qquad \tau_l = (-\sigma_{z,am} - \gamma z)\lambda_1.$$

Eforturile verticale din contraforți se calculează admițînd formula cunoscută a compresiunii excentrice:

$$\sigma_z = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M}{I}(y_2 - y), \tag{28}$$

în care A și I sînt aria, respectiv momentul de inerție al secțiunii de la cota de calcul (fig. 4-35), y_2 este distanța de la centrul de greutate la paramentul aval, iar ΣV este rezultanta forțelor verticale și ΣM este momentul față de centrul de greutate al secțiunii.

Ecuațiile de echilibru interior pe secțiune conduc la:

$$\int_0^l b\sigma_z \, dy = \Sigma V; \tag{29}$$

$$\int_0^l b\tau \, dy = \Sigma H. \tag{30}$$

în care ΣH reprezintă rezultanta forțelor orizontale pe secțiunea considerată.

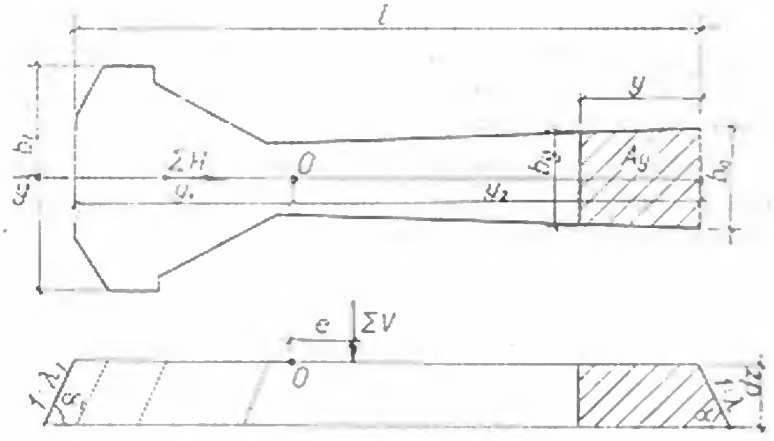


Fig. 4-35. Notații pentru calculul eforturilor tangențiale.

Ținînd seama de ipoteza admisă, $\frac{db}{dz} = 0$, ecuația (21) devine:

$$\frac{\partial(b\tau)}{\partial y} + b\frac{\partial\sigma_z}{\partial z} - b\gamma_b = 0. \tag{31}$$

Prin integrare, ținînd seama de condițiile la limită la paramente (27), de expresia efortului normal vertical (28) și de ecuațiile de echilibru interior (29) și (30), rezultă expresia efortului tangențial într-un punct situat la distanța y de paramentul aval:

$$\tau = \frac{1}{b_y}\left[b_0\tau_0 + \frac{b_1\tau_1 - b_0\tau_0}{A}A_y + \frac{\Sigma H - b_0\tau_0 y_0 - b_1\tau_1 y_1}{I}S_{oy}\right], \tag{32}$$

în care:

b_y — lățimea contrafortului în punctul de calcul;
A_y — aria cuprinsă între punctul de calcul și paramentul aval;
S_{oy} — momentul static al secțiunii cuprinse între punctul de calcul și paramentul aval, față de centrul de greutate al secțiunii.

Eforturile normale orizontale rezultă apoi din ecuația (22), avînd cunoscută variația $b\tau = f(z)$.

17. Eforturi în capul și talpa contraforților

Determinarea stării de efort din zona amonte a contraforților sau din zona de fundație se poate face experimental, prin încercări de fotoelasticitate, sau prin calcul.

Metoda de calcul constă în aplicarea teoriei elasticității [12] admițînd fenomenul ca plan, normal pe paramentul amonte, în cazul zonei amonte, respectiv normal pe planul de fundație, în cazul zonei de fundație.

Din ciuperca contrafortului se detașează un element de grosime unitară, obținut prin secționarea cu planuri normale pe paramentul amonte, element solicitat în planul lui de presiunea hidrostatică și de reacțiunea contrafortului (fig. 4-36, *a*). Presiunea hidrostatică exercitată pe fața rostului dintre ploturi acționează cu valoarea integrală pînă la tola de etanșare, care, pentru simplificarea calculului, se consideră amplasată la limita amonte a contrafortului.

Introducînd funcția de efort *Airy* (F), prin integrarea ecuației *Lévy* în funcție de condițiile de contur, se determină starea de efort. Deoarece integrarea analitică a ecuației cu derivate parțiale care se obține este foarte dificilă, se caută o soluție aproximativă, prin folosirea diferențelor finite.

În acest caz, ecuația Lévy și relațiile de calcul ale eforturilor, scrise pentru un nod K al rețelei din figura 4-36, *b*, admițînd pentru F o repartiție parabolică în trei puncte consecutive ale rețelei, iau forma:

$$\left(\frac{\Delta^4 F}{\Delta x^4}\right)_k + 2\left(\frac{\Delta^4 F}{\Delta x^2\Delta y^2}\right)_k + \left(\frac{\Delta^4 F}{\Delta y^4}\right)_k = 0; \tag{33}$$

$$(\sigma_x)_k = \left(\frac{\Delta^2 F}{\Delta y^2}\right)_k; \quad (\sigma_y)_k = \left(\frac{\Delta^2 F}{\Delta x^2}\right)_k; \quad (\tau_{xy})_k = -\left(\frac{\Delta^2 F}{\Delta x\Delta y}\right)_k. \tag{34}$$

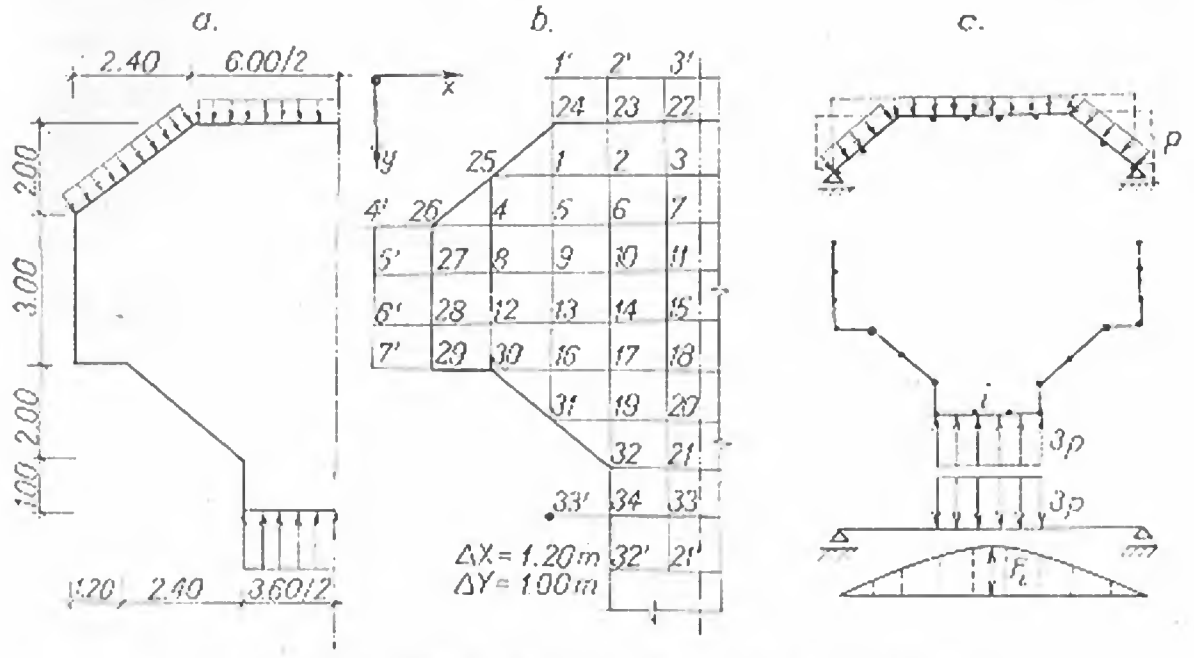


Fig. 4-36. Determinarea eforturilor din ciuperca contrafortului:
a — schemă de încărcare; *b* — rețeaua de calcul; *c* — calculul valorilor funcției de efort pe conturul secțiunii.

Pentru rezolvarea sistemului de ecuații (33) este necesar să se cunoască funcția F pe contur și în afara conturului de calcul (fig. 4-36, *c*). Pentru stabilirea valorii lui F pe contur se folosește proprietatea funcției Airy, de a fi egală cu valoarea momentului încovoietor (în nodul respectiv) al unei forme statice determinate, arbitrar aleasă, încărcată cu sarcinile exterioare (fig. 4-36, *c*). Valorile funcției de efort F din nodurile de pe precontur se stabilesc cu relația:

$$\left(\frac{\Delta F}{\Delta y}\right)_k = \frac{F_i - F_t}{2\Delta y}, \tag{35}$$

în care $\left(\frac{\Delta F}{\Delta y}\right)_k$ este forța tăietoare care acționează pe axa Oy.

Prin utilizarea relației (35) se determină valoarea funcției F din nodurile din afara conturului, prin intermediul valorilor ei din nodurile din interiorul conturului.

Prin scrierea ecuației (33) în toate nodurile interioare se obține un sistem liniar de n ecuații cu n necunoscute. Prin rezolvarea lui și prin folosirea relațiilor (34) se determină eforturile în toate nodurile rețelei de calcul.

Rezultatele care se pot obține aplicînd această metodă sînt ilustrate de calculele efectuate de *L. Ilie* și *L. Neculce* pentru două baraje din țară noastră [13].

Astfel, starea de efort din ciuperca barajului *Secul* (fig. 4-37) a fost determinată prin calculul secțiunii cu elementele geometrice și de încărcare din figura 4-36, *a*. Distribuția eforturilor σ_x, σ_y și τ_{xy} (fig. 4-37, *a*), precum și liniile izostatice respective (fig. 4-37, *b*), conduc la următoarele constatări:

— eforturile σ_x din zona amonte sînt numai compresiuni; ele indică o bună comportare deoarece la contactul cu apa nu apar zone tensionate;

— eforturile σ_y sînt numai compresiuni, cu concentrări moderate în zona de racord cu secțiunea constantă a contrafortului.

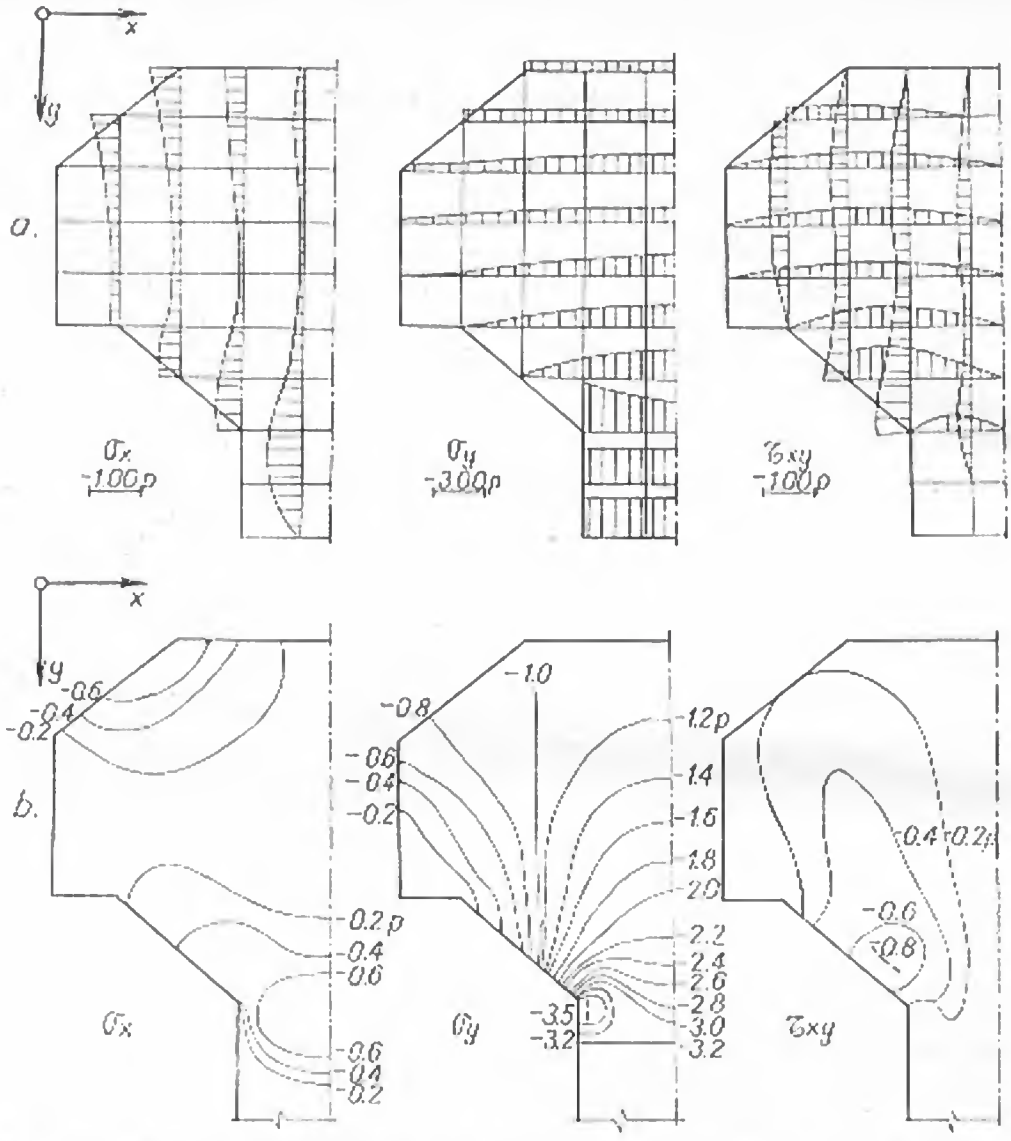


Fig. 4-37. Eforturi din presiunea apei în ciuperca contraforților de la barajul Secul:

a — diagrame de eforturi; *b* — linii izostatice.

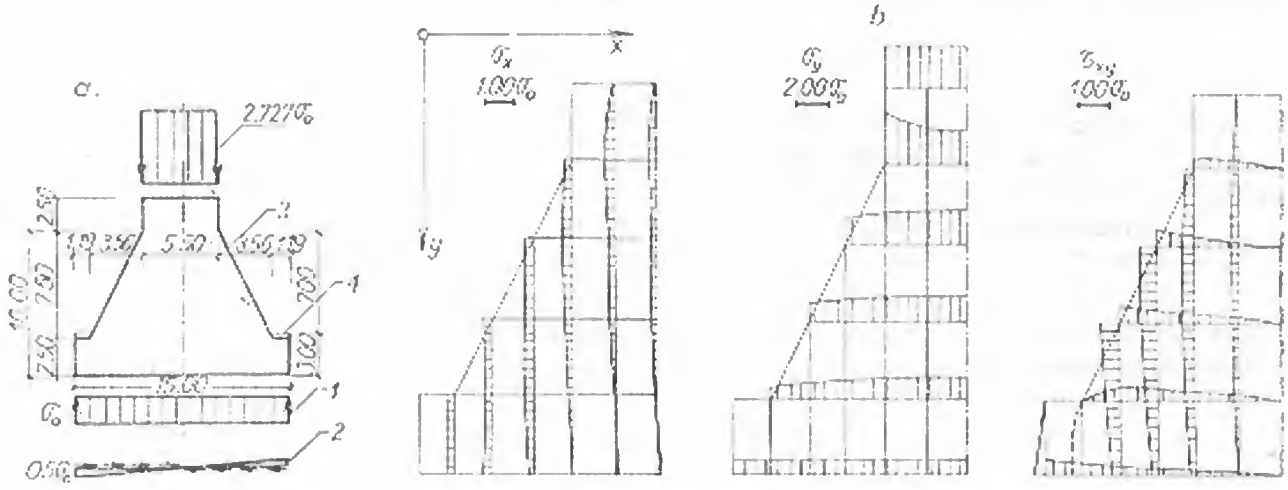


Fig. 4-38. Eforturi în talpa de fundație a contraforților de la barajul Poiana Uzului:

a — secțiunea de calcul; *1* — reacțiuni normale; *2* — forțe de frecare în fundație; *3* — contur de calcul; *4* — contur real; *b* — diagrame de eforturi.

Prin aceeași metodă de calcul a fost determinată starea de efort din ciuperca și talpa de fundație a barajului *Poiana Uzului*. În figura 4-38 sînt prezentate rezultatele referitoare la o secțiune prin contrafort, normală pe talpa de fundație, solicitată de încărcările din contrafort și de reacțiunea terenului, pentru care s-au admis mai multe repartiții.

Din diagrame se constată că zona de fundație a contrafortului asigură o scurgere bună de eforturi în teren, cu concentrări reduse.

§ 3. BARAJE CU PLĂCI DE BETON ARMAT

18. Date statistice

Primul baraj construit din contraforți independenți și plăci de beton armat simplu rezemate pe aceștia a fost conceput și construit de *N. Ambursen*, în anul 1903. De atunci și pînă în prezent s-au construit peste 400 de baraje de acest tip [14], cu înălțimea variind între 2 și 80 m. Recordul de înălțime îl deține barajul *Eskaba* ($H = 87{,}80$ m) din Argentina, construit între anii 1943—1948. Conform unei statistici întocmită în anul 1965, evoluția în timp a numărului de baraje cu plăci de beton armat, mai înalte de 15 m, a fost:

1900—1919	40 baraje
1920—1939	43 baraje
1940—1949	18 baraje
1950—1959	24 baraje
1960—1962	5 baraje
Total ..	130 baraje

Se constată că, după o perioadă de largă răspîndire (1900...1940), numărul de baraje de acest tip se menține la cifre modeste, fiind cu mult sub acela al barajelor de greutate clasice sau al celor arcuite. Deși barajele cu plăci de beton armat conduc la volume de beton reduse, de 1,5 ... 3 ori mai mici ca cele de greutate [15], dispozițiile constructive mai pretențioase, consumul mare de armătură și sensibilitatea crescută la solicitările seismice au făcut ca adoptarea lor de către constructorii europeni să fie mai restrînsă. În anul 1960 aceste baraje erau răspîndite geografic după cum urmează [4]:

Statele Unite	335 baraje
Canada	25 baraje
Europa	16 baraje
America Latină	6 baraje
Australia și Asia	4 baraje
Japonia	3 baraje
Africa	2 baraje
Total	391 baraje

19. Exemplificări

Barajul *Eskaba* este, așa cum s-a amintit, cel mai înalt din categoria barajelor cu plăci de beton armat (fig. 4-39). Plăcile din amonte, cu grosimea variind între 1,50 m la coronament și 2,80 m în fundație, sînt simplu rezemate pe capetele contraforților, îngroșați în acest scop. Distanța dintre axele contraforților este de 12,20 m, iar lățimea corespunzătoare a plăcii, de 9,30 m. La partea inferioară contraforții reazemă fiecare pe cîte o talpă de fundație, care limitează efortul maxim transmis la teren la 28 kg/cm². Grosimea lor variază liniar în elevație, de la 1,07 m în dreptul coronamentului la 2,20 m la contactul cu soclul, a cărui lățime este de 3,20 m. Pentru a evita fisurarea din contracție, contraforții sînt prevăzuți cu rosturi permanente, orientate după traiectoriile eforturilor principale. Longitudinal, barajul este contravîntuit printr-o serie de grinzi, cu secțiunea în formă de T, care reazemă liber în nișe special prevăzute în contraforți.

Unul dintre cele mai cunoscute baraje europene de acest tip este barajul *Combamala*[1], construit în Italia în anii 1915—1916 (fig. 4-40). Construit pe dolomit rezistent, barajul are înălțimea maximă de 40 m și lungimea la coronament de 90 m. Distanța între axele contraforților, care nu sînt armați este de 5,50 m. Grosimea lor este de 0,35 m la coronament și de 1,35 m la bază.

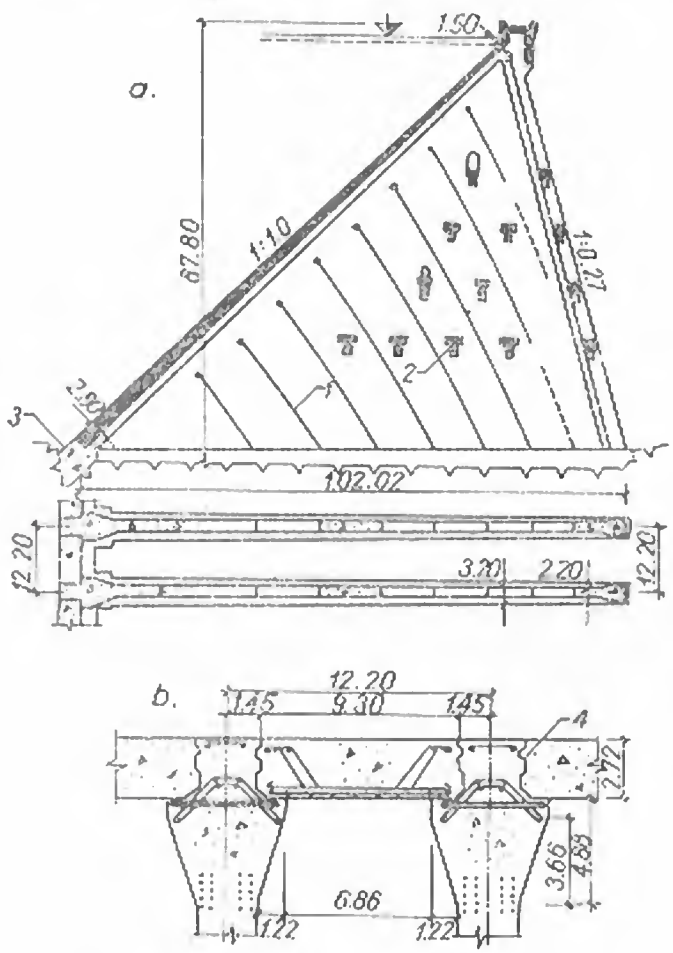


Fig. 4-39. Barajul Eskaba:
a — secțiune transversală; *b* — detaliu de rezemare a plăcii; *1* — rost de contracție; *2* — grindă de rigidizare *3* — vatră; *4* — mastic bituminos.

Plăcile din amonte, simplu rezemate pe capetele îngroșate ale contraforților, au fost executate din panouri de 5 m, îmbinate ca în figura 4-40, *e*. Grosimea lor variază la fel cu a contraforților, de la 0,35 m la 1,35 m. Pentru asigurarea etanșeității, fețele laterale ale plăcilor sînt îmbinate cu capetele contraforților prin cepuri îmbrăcate în pînză bitumată (fig. 4-40, *f*). Detaliile de armare rezultă din figurile 4-40, *c*, *d*. Betonul din plăci a fost turnat cu un dozaj de 350 kg/m³, iar cel din contraforți cu 250 kg/m³. Volumul de beton al barajului este de 11 500 m³.

În figura 4-41 sînt prezentate profilele altor trei baraje cu plăci de beton armat:

— barajul *Guayabal* (fig. 4-41, *a*), cu înălțimea maximă de 35,51 m și distanța între contra-

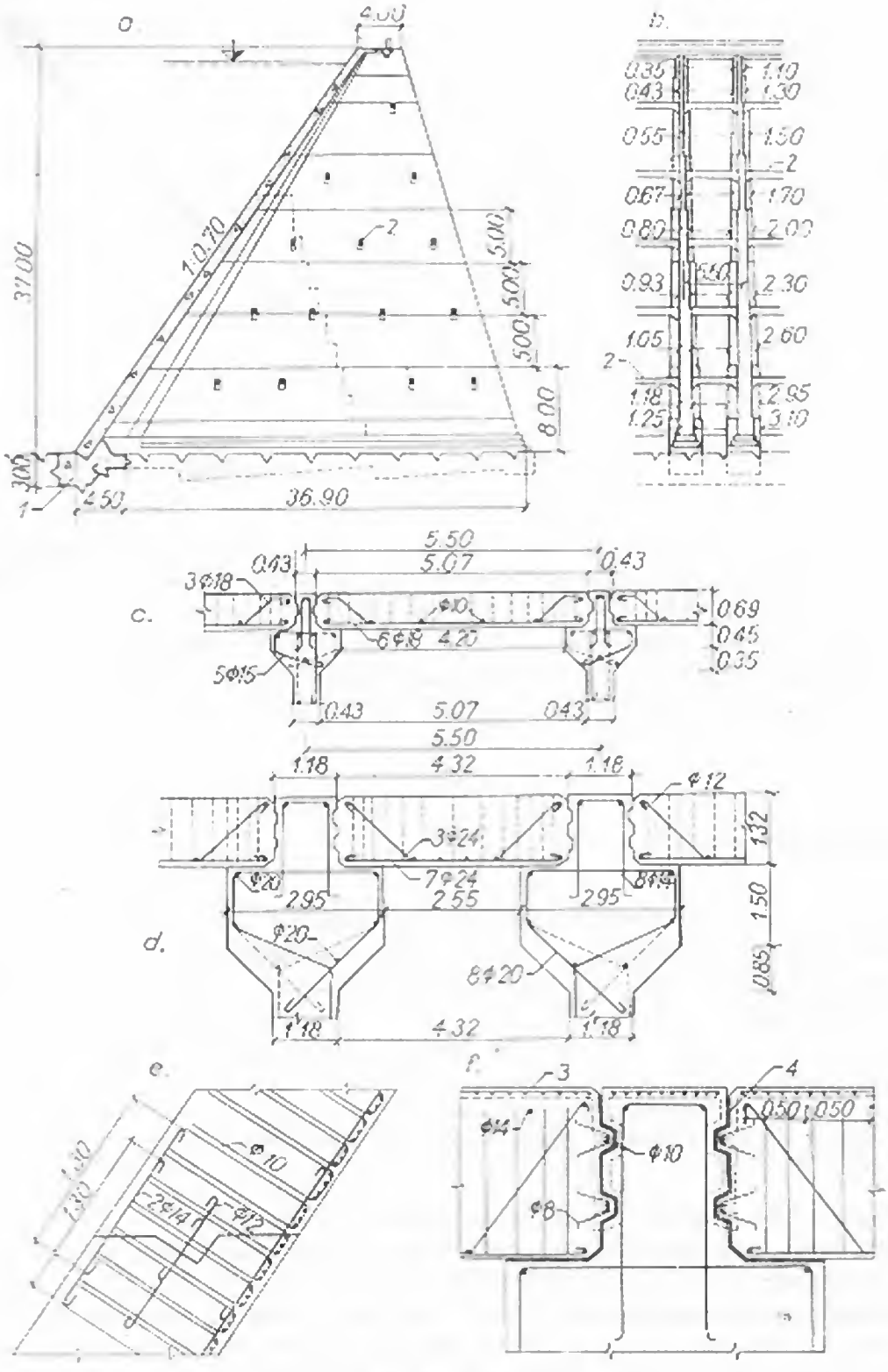


Fig. 4-40. Barajul Combamala:

a — secțiune transversală; *b* — vedere din aval; *c*, *d* — detalii de armare; *e* — rost de lucru; *f* — rezemarea plăcilor; *1* — vatră; *2* — grindă de rigidizare; *3* — strat de protecție; *4* — pînză bitumată.

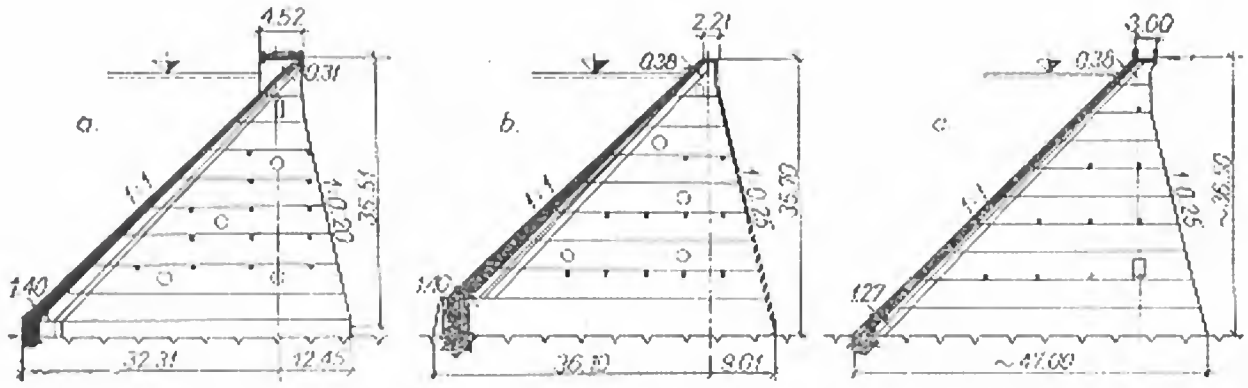


Fig. 4-41. Profilele unor baraje cu plăci de beton armat:
a — barajul Guayabal; *b* — barajul Jordan River; *c* — barajul Stony Gorge.

forți de 5,50 m; grosimea plăcilor variază liniar de la 0,30 m la 1,40 m, iar grosimea contraforților variază în trepte de 3,56 m înălțime;

— barajul *Jordan River* (fig. 4-41, *b*), cu înălțimea maximă de 35,70 m și distanța între contraforți de 5,50 m; grosimea plăcilor variază liniar de la 0,38 m la 1,40 m, iar grosimea contraforților variază în trepte de la 0,30 m la 1,07 m;

— barajul *Stony Gorge* (fig. 4-41, *c*), cu înălțimea maximă de 36,50 m și distanța între contraforți de 5,50 m; grosimea plăcilor variază de la 0,30 la 1,27 m; la fel ca la celelalte baraje din figura 4-41, contraforții sînt rigidizați prin grinzi longitudinale de beton armat.

20. Baraje deversoare

Barajele cu plăci de beton armat pot fi amenajate cu ușurință ca baraje deversoare. În aceste cazuri, placa de reținere din amonte continuă pe paramentul aval, conturînd forma deversantă. În apropierea terenului, placa se racordează cu disipatorul de energie.

În figura 4-42, *a*, este schițat barajul deversor *Minas*, înalt de 24,00 m, cu distanța între contraforți de 6,10 m. Rosturile orizontale de lucru sînt situate la diferențe de nivel de 3,65 m. Pentru evitarea fisurației provocate de contracție, contraforții sînt prevăzuți cu două rosturi permanente, orientate după traiectoriile eforturilor principale.

În figura 4-42, *b*, este schițat un baraj deversor executat în U.R.S.S. [15]. Construcția, fundată pe teren nestîncos, este prevăzută cu un radier general, care, împreună cu plăcile amonte și aval, formează o casetă închisă, foarte rigidă. Radierul general repartizează presiunea exercitată de contraforți pe o suprafață mult mai mare a fundației, descărcînd terenul pînă la limita efortului capabil. Pentru micșorarea subpresiunilor, radierul este străpuns de orificii de drenaj de 15 × 15 cm. Sub radier se găsește un filtru invers, din nisip și pietriș. Apele infiltrate în interior se evacuează prin orificii prevăzute în placa din aval.

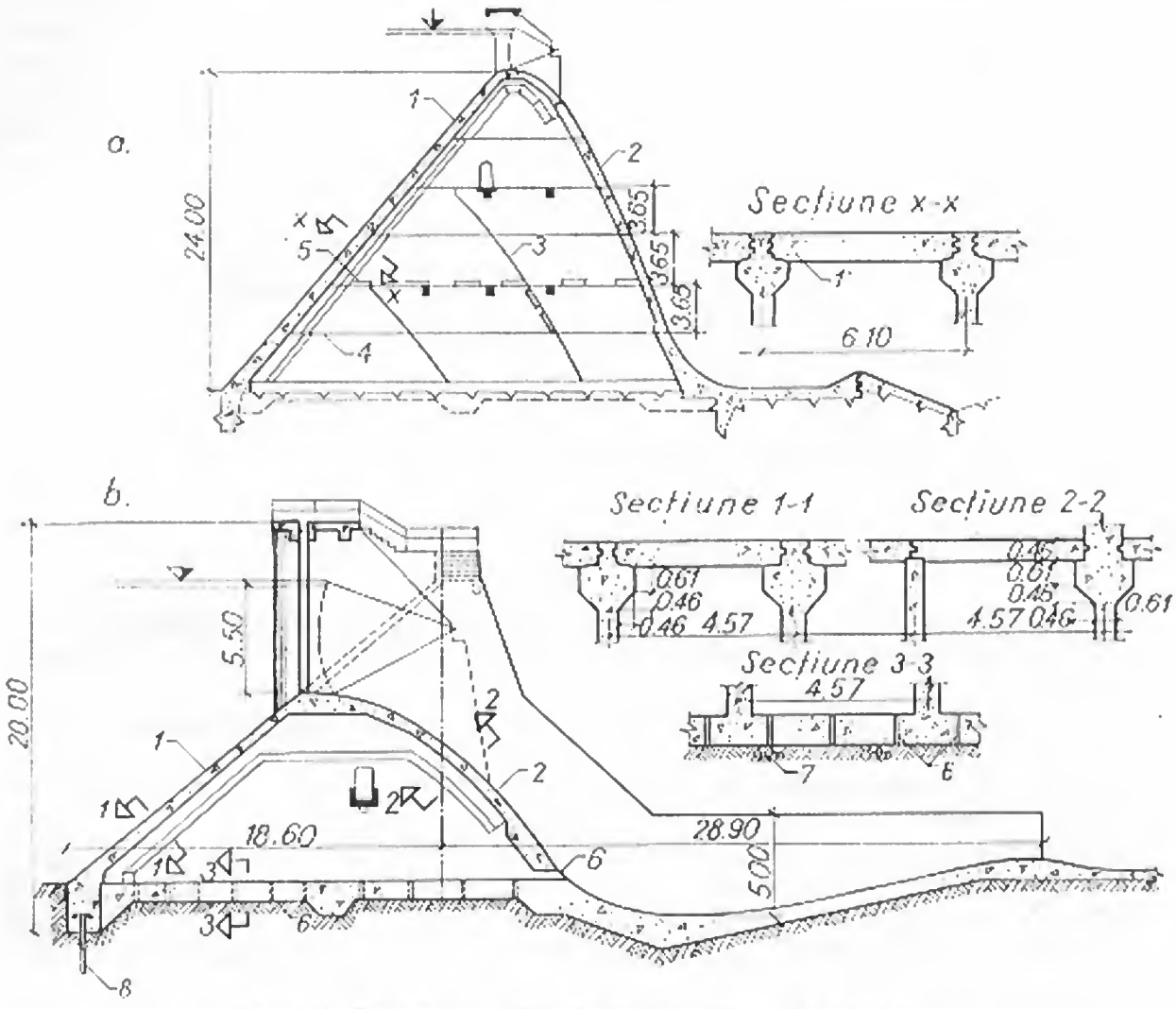


Fig. 4-42. Baraje cu plăci de beton armat deversante:

a — barajul Minas; *b* — baraj din U.R.S.S.; *1* — placă de reţinere; *2* — placă deversoare; *3* — rost de contracţie; *4* — rost de lucru; *5* — redană; *6* — orificii de drenaj; *7* — cuib de pietriş; *8* — palplanşe.

21. Sisteme de rezemare a plăcilor

Plăcile din amonte pot fi construite ca plăci simplu rezemate pe contraforţi (fig. 4-43, *a*), ca plăci continue solidare cu contraforţii (fig. 4-43, *b*), sau ca plăci rezemate pe console (fig. 4-43,*c*).

Primul sistem este cel mai răspîndit, avînd avantajul că eforturile de tensiune din plăci apar la faţa aval şi că este mai puţin sensibil la eventuale tasări diferite ale contraforţilor.

Al doilea sistem conduce la grosimi mai mici ale plăcilor, momentele din cîmp reducîndu-se din cauza continuităţii. Este necesar a se verifica însă dacă eforturile de tensiune, care apar şi în amonte de data aceasta, nu depăşesc eforturile admisibile în beton. Dacă acestea sînt depăşite, betonul fisurează şi permite pătrunderea apei la armături, care sînt astfel expuse corodării. Fisurile, odată amorsate, se dezvoltă

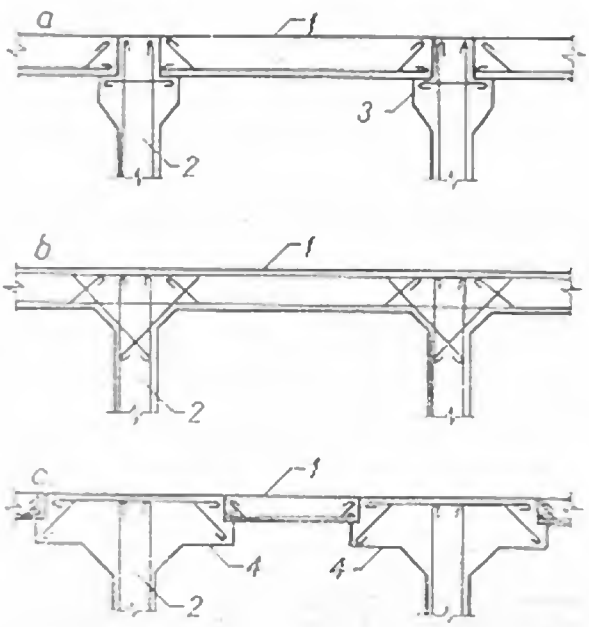


Fig. 4-43. Sisteme de rezemare a plăcilor:
a — rezemare simplă; *b* — placă continuă; *c* — rezemare pe console; *1* — placă; *2* — contrafort; *3* — îngroșare; *4* — consolă.

în timp, în special din cauza înghеț-dezghețului. Plăcile continue se extind de obicei pe 3—4 cîmpuri, adică pe lungimi de 15 ... 25 m, avînd între ele rosturi de dilatație permanente.

Al treilea sistem este mai puțin folosit și nu elimină dezavantajele celui de al doilea, decît parțial.

Plăcile simplu rezemate se realizează ca în figurile 4-39, *b*, 4-40, *c*, *d* sau 4-44, *a*. Ele sînt solicitate de presiunea hidrostatică și de componenta normală a greutății proprii (fig. 4-44, *b*). Schema de încărcare corespunzătoare este indicată în figura 4-44, *c*. De obicei, grosimea plăcii este determinată de momentele încovoietoare, în regiunea superioară și de forțele tăietoare, în regiunea inferioară. Verificarea se face la ambele solicitări, după metodele cunoscute din teoria betonului armat. Practic,

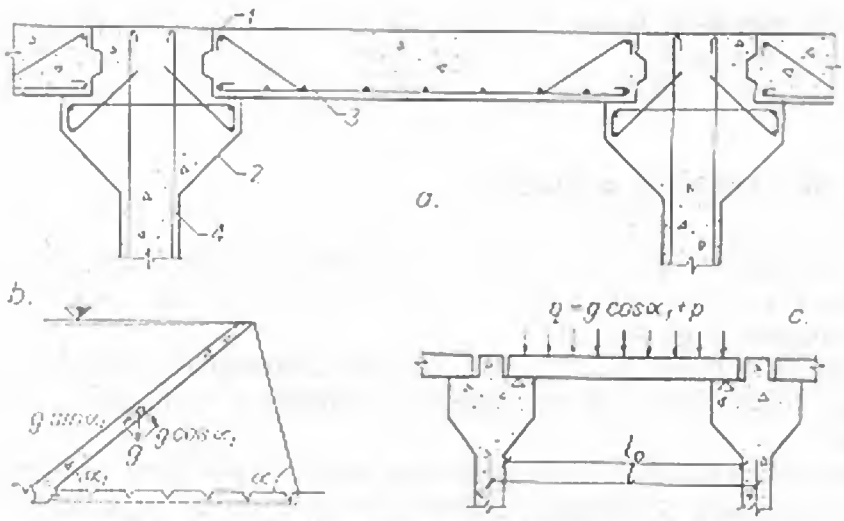


Fig. 4-44. Placă simplu rezemată pe contraforți:
a — alcătuire constructivă; *1* — mastic bituminos; *2* — îngroșare; *3* — armătura plăcii; *4* — armătura contrafortului; *b* — forțele din greutatea proprie a plăcii; *c* — schema de încărcare.

pentru grosimea plăcilor se admite o variație liniară cu adîncimea; mai rar grosimea variază în trepte.

La barajele construite pînă acum, avînd înălțimea sub 35 ... 40 m, grosimea plăcilor la coronament este cuprinsă între 0,20 și 0,40 m, iar la bază între 0,60 și 1,50 m. Dependența între grosimea maximă a plăcii și sarcina de apă care acționează la baza barajului este prezentată grafic în figura 4-45 [16]. Procentul de armare se poate estima cu relația:

$$\mu = 0{,}1 + 0{,}0015\, R_b, \qquad (36)$$

în care R_b este rezistența la compresiune a betonului.

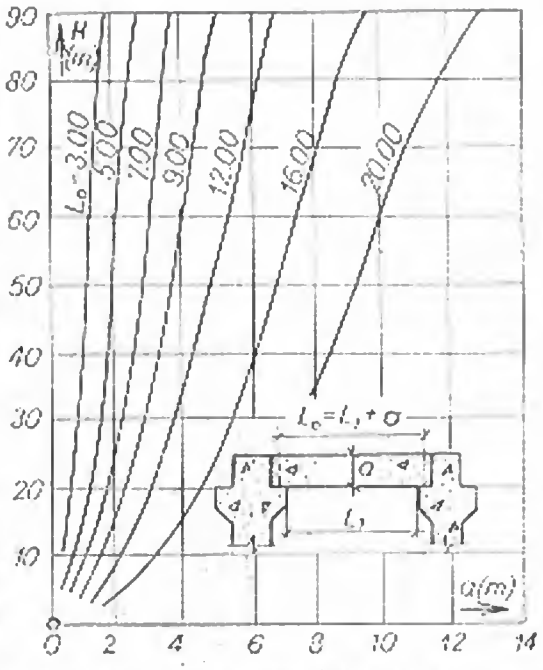


Fig. 4-45. Grosimea plăcii în funcție de deschidere și sarcina de apă.

Pentru a evita fisurarea plăcilor este necesar ca acestea să aibă posibilitatea de a se deforma liber. În acest scop, între fețele laterale ale plăcilor și capetele contraforților se lasă interspații de 3 ... 5 mm, umplute cu mastic bituminos. Suprafețele pe care reazemă plăcile se ung și ele cu mastic, pentru ca, prin coeficienți reduși de frecare, să ușureze deformarea după cele două direcții din planul plăcii.

La barajele înalte, libertatea de deformare în lungul paramentului se asigură prin rosturi de dilatație permanente (fig. 4-46, *a*). Acestea sînt etanșate cu tolă metalică sau cu benzi de cauciuc special și sînt prevăzute cu mastic bituminos în interspațiul creat între plăci (1 ... 3 cm). Rosturile de lucru, între panourile de execuție ale plăcii, sînt legate rigid și nu permit deplasări. Legarea se realizează prin nut și feder sau prin știfturi, iar pentru siguranță se prevede uneori și tolă de etanșare (fig. 4-46, *b*). În rosturile de lucru armătura își păstrează continuitatea. La barajele construite pînă acum, rosturile de lucru au fost dispuse la fiecare 3 ... 5 m în înălțime, iar distanța dintre rosturile permanente a variat în limitele a 15 ... 20 m [16]. La partea inferioară plăcile se termină cu un pinten încastrat în fundația barajului sau reazemă într-o vatră care urmărește conturul piciorului amonte (v. fig. 4-40, *a*).

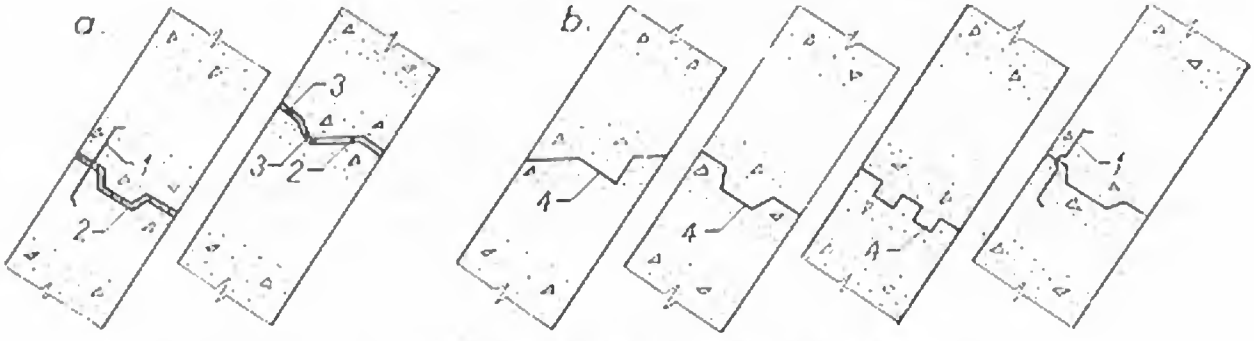


Fig. 4-46. Rosturi în plăcile de beton armat:
a — permanente; *b* — de lucru; *1* — tolă; *2* — mastic bituminos; *3* — cauciuc; *4* — suprafață tratată.

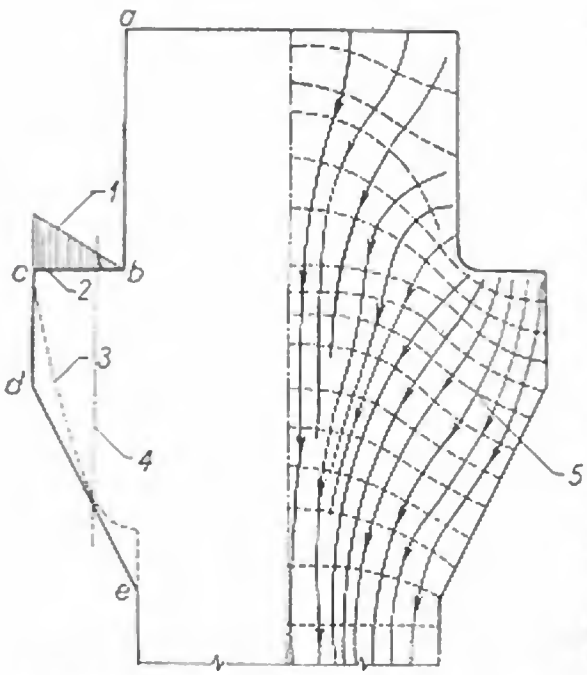


Fig. 4-47. Capătul amonte al contrafortului:
1 — încărcare triunghiulară; *2* — suprafață de rezemare; *3* — contur parabolic; *4* — secțiune critică de forfecare; *5* — traiectoriile eforturilor principale.

22. Capătul amonte al contraforților

Plăcile reazemă [15], [16] pe capetele amonte ale contraforților, îngroșate în mod corespunzător (fig. 4-47). Lățimea feței de reazem este de 0,5 ... 1 ori grosimea plăcii. Dimensiunile îngroșărilor sînt funcție de suprafața necesară pentru preluarea forțelor de rezemare și de secțiunea cerută de forțele tăietoare sau de momentele care acționează în consola scurtă, formată de reazem. Dată fiind deformarea plăcii sub sarcină, se poate admite că reacțiunile nu sînt distribuite uniform pe reazeme, ci după o diagramă triunghiulară. Dacă se pune condiția ca, sub acțiunea acestora, eforturile medii de forfecare din diverse secțiuni să fie uniforme, conturul exterior al îngroșărilor rezultă parabolic (linia întreruptă din figura 4-47). Pentru simplificarea execuției, el se construiește de obicei cu forme drepte.

La proiectare, latura $\overline{cd}$ se ia în mod normal egală sau ceva mai mare decît $\overline{bc}$; latura $\overline{de}$ se înclină astfel încît să asigure în orice secțiune rezistența la forfecare. Se recomandă ca forma capătului amonte să fie determinată pe baza unor încercări pe modele fotoelastice. Cu ajutorul lor se poate cunoaște modul în care se transmit eforturile, natura lor (compresiuni sau tensiuni) și zonele de concentrare. Forma finală se obține după cîteva încercări succesive.

Condițiile cele mai dificile de solicitare apar la legătura contraforților cu îngroșarea amonte, la baza consolei. O metodă rapidă de evaluare a eforturilor în această secțiune [3] presupune că efortul normal vertical σ_z de la legătura cu contrafortul este calculat prin metoda elementară și că efortul principal σ_1 rezultă compunînd forța transmisă de presiunea hidrostatică pe fața plăcii de reținere cu greutatea proprie a fișiei de grosime unitară, prin care se presupune că are loc scurgerea eforturilor spre fundație (fig. 4-48).

Unghiul α_1 se presupune mai mare cu 3 ... 10° decît cel pe care îl face paramentul amonte cu verticala, apropiind în acest fel conturul fișiei de curba traiectoriei eforturilor principal. Ținînd seama de notațiile din figura 4-48, expresia efortului principal σ_1 este:

$$\sigma_1 = \frac{1}{b}\sqrt{P_h^2 + (P_v + G_f)^2}. \qquad (37)$$

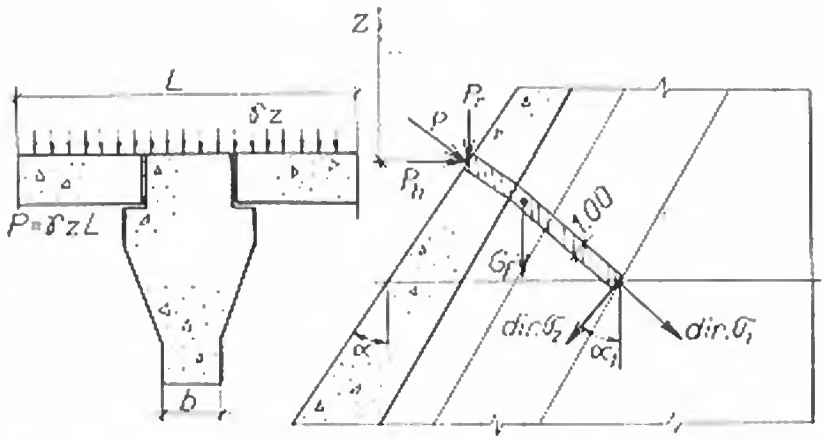


Fig. 4-48. Schemă de calcul pentru determinarea eforturilor la baza consolei.

Dacă valorile σ_z și σ_1 sînt cunoscute, eforturile tangențiale, principale de ordinul doi sau normale orizontale rezultă din:

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_z)\,\mathrm{tg}\,\alpha_1;$$

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_z)(1 + \mathrm{tg}^2\,\alpha_1);$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 - 2\tau_{max}; \qquad (38)$$

$$\sigma_y = \sigma_1 - \tau\,\mathrm{tg}\,\alpha_1.$$

Valorile obținute din relațiile (38), pe baza aproximațiilor enunțate, sînt cu 3 ... 5% mai mari decît cele rezultate în urma unui calcul foarte riguros.

23. Alcătuirea plăcilor deversante

La barajele deversoare, lama de apă este condusă spre aval peste plăci de beton armat rezemate pe contraforți. Dacă profilul deversorului este corect dimensionat, presiunile dinamice ale apei sînt pozitive și plăcile sînt apăsate pe contraforți. Dacă lama de apă se desprinde de deversor, fie din cauza unei profilări necorespunzătoare, fie din cauza depășirii debitului de calcul, apar depresiuni, care au tendința de a ridica plăcile din poziția lor. Deși în general aceste depresiuni sînt echilibrate de efectul greutății proprii, se obișnuiește a se preveni desprinderea sau intrarea lor în vibrație prin prevederea de cepuri în fețele lor laterale (fig. 4-49, *a*). La baraje de înălțimi mari, plăcile din aval, ca și cele din amonte, se prevăd cu rosturi de contracție, de genul celor din figura 4-49, *b*.

Adeseori, plăcile deversorului rezultă prea subțiri deși sînt dimensionate la sarcinile maxime care ar putea apare. În aceste cazuri, ele se îngroașă constructiv la 0,30 m pentru deschideri în jur de 4,50 m, respectiv la 1,0 m pentru deschideri în jur de 15 m. La dimensionarea zonei de racord cu disipatorul trebuie să se țină seama de forțele de impuls care apar datorită curburii.

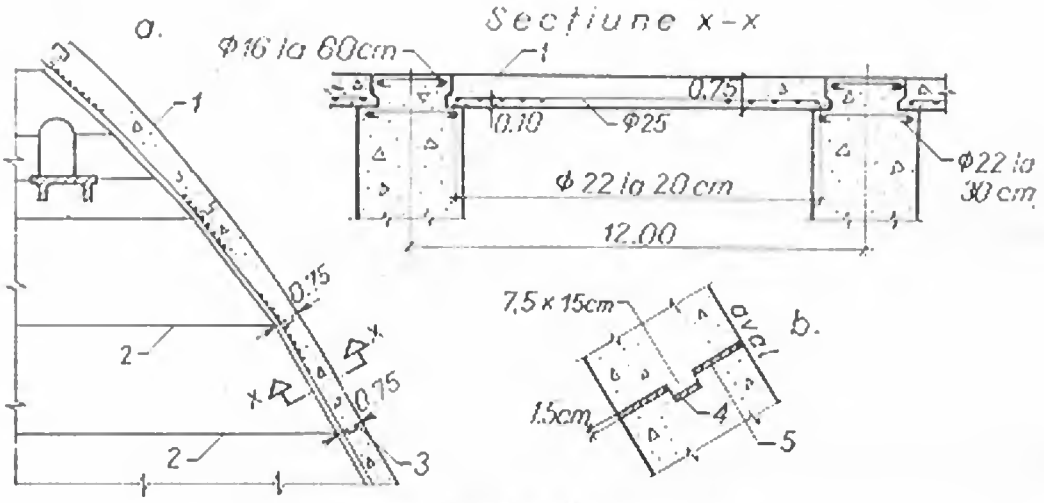


Fig. 4-49. Placă deversoare:
a — secțiuni caracteristice; *b* — detaliu de rost; *1* — parament deversant; *2* — rost de lucru; *3* — rost de contracție; *4* — cep; *5* — mastic bituminos.

24. Distanța între contraforți și proporțiile lor

Distanța între contraforții unui baraj influențează în mare măsură cantitățile de lucrări necesare și în consecință economicitatea construcției. La distanțe mai mari crește cantitatea de beton armat din plăcile amonte, în schimb suprafața cofrată pe metru liniar de baraj este mai redusă. La distanțe mai mici, situația este inversă. Distanța optimă rezultă pentru situația în care suma tuturor cheltuielilor este minimă.

Distanța economică între contraforți este funcție de următorii factori:

— înălțimea medie a barajului;
— alcătuirea fundațiilor (izolate sau pe radier general);
— prezența unui deversor peste baraj;
— înclinarea plăcilor amonte;
— condițiile geologice ale terenului de fundație.

În practică, pentru barajele mai înalte corespund distanțe între contraforți mai mari, iar pentru cele mai joase, distanțe mai mici. Dacă terenul de fundație este constituit din rocă sănătoasă și rezistentă, distanța între contraforți poate fi luată după cum urmează [15]:

înălțimea medie	*distanța între contraforți*
15 ··· 30 m	4.50 ··· 6.00 m
30 ··· 45 m	6.00 ··· 12.00 m
peste 45 m	12.00 ··· 15.00 m.

Cantitatea de beton care intră în soclurile fundațiilor izolate sau în radierele continue, în plăcile de reținere din amonte sau în plăcile deversante din aval, variază proporțional cu distanța între contraforți. Din acest punct de vedere sînt recomandabile distanțe mai reduse.

De înclinarea paramentului amonte depinde lungimea plăcilor de reținere, în care intră cu atît mai mult material cu cît acesta este mai înclinat față de verticală. În asemenea cazuri sînt mai indicate distanțe mai mici între contraforți.

Condițiile geologice ale terenului de fundație au un rol hotărîtor la alegerea distanței între contraforți ca și a sistemului de fundare. Influența lor asupra dispoziției generale a unui baraj rezultă de la caz la caz.

Ca și în cazul barajelor evidate sau cu contraforți-ciupercă, înclinările paramentelor amonte și aval depind de coeficienții de alunecare $\Sigma H/\Sigma V$, care se admit ținînd seama de natura terenului de fundație. Pentru baraje fundate pe terenuri moi sau permeabile, coeficienții de alunecare variază între 0,30 și 0,50, iar pentru cele fundate pe terenuri stîncoase, aceștia se pot ridica pînă la 0,90. În mod normal, raportul între lungimea la bază a contraforților și înălțimea lor variază între 1,20 ... 1,50.

Înclinările paramentelor ca și grosimile contraforților unui baraj de beton armat trebuie astfel alese încît eforturile normale și cele tangențiale să fie cît mai uniforme în orice secțiune orizontală. Pentru efortul principal de compresiune se admit valori pînă la 40 kg/cm^2, iar pentru efortul maxim de alunecare, cînd contrafortul este armat, pînă la 20 kg/cm^2.

Grosimea maximă a contraforților la creastă se alege pe considerente constructive. Cînd distanța între contraforți este de ordinul a 4,50 ... 6,00 m, această grosime nu trebuie să fie mai mică de 0,25 ... 0,30 m. Pentru distanțe mai mari, grosimea minimă variază între 0,50 și 1,20 m. În adîncime, grosimea minimă variază liniar sau în trepte, așa cum s-a arătat. Pentru barajele fundate pe terenuri stîncoase, grosimile contraforților la creastă și în fundație se pot determina după următoarele formule empirice [15]:

$$d_s = H/200 + 0{,}20 \quad \text{(m)}; \tag{39}$$

$$d_i = H/36 + 0{,}20 \quad \text{(m)}. \tag{40}$$

25. Dimensionarea contraforților

Dimensionarea contraforților cuprinde două etape [3]: determinarea formei și dimensiunilor pe baza unor încercări succesive; verificarea lor privind starea de efort și condițiile de stabilitate.

Prima etapă se bazează pe ipoteza conform căreia un contrafort este constituit dintr-o serie de stîlpi curbați independenți, delimitați de traiectoriile eforturilor principale de ordinul întîi (fig. 4-50). Stîlpii componenți trebuie să se găsească în echilibru sub acțiunea presiunii hidrostatice care le revine din amonte și a greutății proprii. Ei se dimensionează astfel încît rezultantele parțiale ale acestor forțe să acționeze centric asupra diferitelor secțiuni normale pe axele stîlpilor. Pornind din fundație, conturul superior al primului stîlp se determină astfel ca traiectoria poligonului descris prin compunerea succesivă a greutății proprii cu presiunea din amonte P_1 să treacă prin centrele de greutate ale secțiunilor orizontale sau normale făcute prin stîlpul *I*. Pentru stîlpul al doilea, și apoi succesiv pentru ceilalți, procedeul se repetă identic. Forma și dimensiunile finale ale contraforților se determină prin

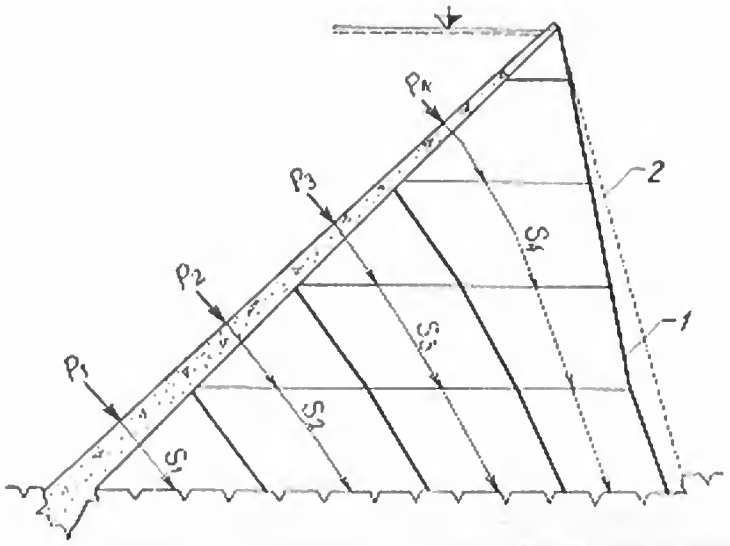


Fig. 4-50. Împărțirea contrafortului în stîlpi independenți:
1 — paramentul real; *2* — paramentul teoretic.

încercări succesive. Pentru calcule curente lățimea stîlpilor se alege între 10 și 12 m măsurați pe orizontală.

Ipoteza de bază se realizează practic, așa cum se va vedea, prin prevederea de rosturi permanente de dilatație — contracție, orientate după traiectoriile eforturilor principale. În cazul contraforților monoliți rezultatele sînt mai puțin exacte.

În a doua etapă, după ce proporțiile contraforților au fost definitivate, se verifică stabilitatea la alunecare, eforturile normale verticale în fundație și în planuri orizontale prin contrafort și apoi eforturile tangențiale și principale.

26. Rosturi de lucru și rosturi de contracție

Ca și în cazul barajelor masive, contraforții barajelor de beton armat se construiesc din lamele suprapuse. Dimensiunile lor depind de capacitatea fabricii de beton, de tipul și costul cofrajelor, de exotermia cimentului, de condițiile de punere în operă etc. La barajele executate pînă acum, înălțimea lamelelor a variat în jur de 3,50 m.

Rosturile dintre lamele, denumite *rosturi de lucru*, sînt de obicei orizontale și rareori ușor înclinate spre amonte. Pentru o bună rezistență la alunecare, rosturile de lucru se prevăd cu dinți de beton. Înălțimea acestora se ia de circa 0,20 ... 0,25 m, lățimea este identică cu aceea a contraforților, iar lungimea, de ordinul a 2,00 ... ... 2,50 m. Spațiile dintre dinți se prevăd egale cu lungimea dinților.

Rosturile de lucru pot fi orientate și după verticală, împărțind lamelele în blocuri care se toarnă alternativ, ca în cazul barajelor masive. După trecerea unei perioade de timp, în decursul căreia se degajă cea mai mare parte a căldurii de priză, se toarnă blocurile intermediare. Pentru o bună legătură între blocuri, capabilă să transmită eforturile tangențiale, rosturile se prevăd cu dinți și armături.

Evitarea sau limitarea fisurării provocată de contracția betonului se realizează prin prevederea de *rosturi de contracție* în corpul contraforților. Aceste rosturi pot fi simple sau duble.

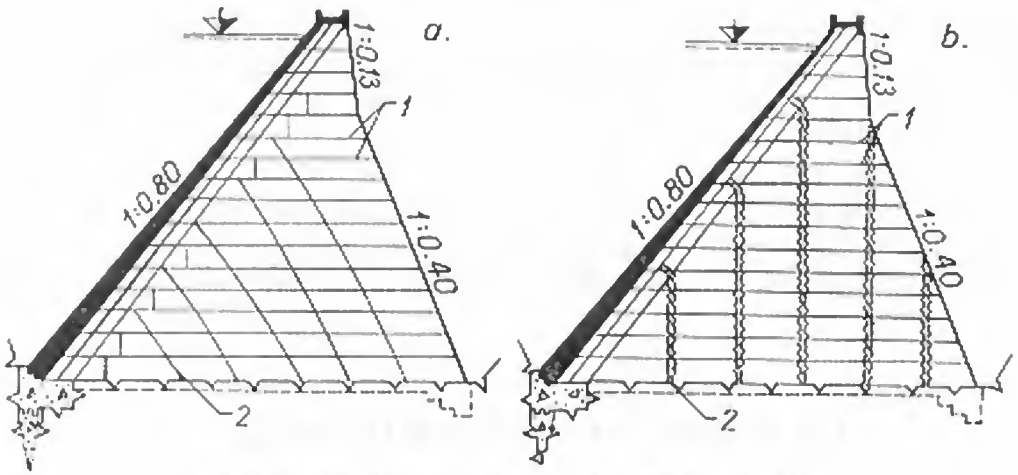


Fig. 4-51. Rosturi de contracție în contraforți:
a — simple; *b* — duble; *1* — rost de lucru; *2* — rost de contracție.

Rosturile simple se orientează cel mai rațional după traiectoriile eforturilor principale, ca în figura 4-51, *a*. Ele pornesc din suprafața de fundație și se opresc la o distanță oarecare de capătul amonte al contrafortului. La partea superioară se prevede o armare puternică, pentru a preveni eventuala fisurare în continuare. Suprafețele în contact din rost se vopsesc cu un material bituminos pentru a permite deformarea liberă a elementelor pe care le separă. Pentru preluarea eforturilor de lunecare, care apar totuși în rosturi, la niveluri în lac diferite de cel maxim, suprafețele rosturilor se pot prevedea cu dinți.

Rosturile duble (fig. 4-51, *b*), lasă un spațiu mai mare între blocurile turnate, de ordinul a 60 ... 80 cm. După producerea contracției ele se betonează, realizînd o legătură rigidă. Armăturile din contraforți nu se întrerup în dreptul rosturilor de acest tip.

Pentru a evita pericolul de fisurare, se recomandă ca lungimea unui bloc de turnare să nu depășească 12 m, indiferent de tipul de rost adoptat.

27. Armarea și contravîntuirea contraforților

În general, contraforții cu grosimea medie sub 1,50 m se armează cu armături așezate orizontal în apropierea fețelor laterale. Procentul obișnuit de armare este de 0,3% din secțiunea verticală de beton. Pentru a consolida regiunea din amonte a contraforților, unde pot apare eforturi principale de tensiune paralele cu paramentul, se recomandă prevederea de armături înclinate, orientate corespunzător.

Dată fiind subțirimea contraforților barajelor cu plăci de beton armat, aceștia se contravîntuiesc de obicei prin diferite sisteme constructive. Cel mai răspîndit constă în grinzi de rigidizare, de secțiune dreptunghiulară, în T sau în U întors, orientate paralel cu axul barajului (v. fig. 4-40 și 4-41). Se recomandă ca aceste grinzi să nu fie legate rigid de contraforți, pentru a permite deplasările acestora, provenite fie din tasarea inegală a terenului de fundație, fie din deformații termice.

Grinzile de rigidizare se situează de obicei la intervale de 6 ... 8 m în elevație (din două în două lamele de turnare) și de 8 ... 12 m după orizontală [16]. Dimensiunile lor se determină astfel încît să reziste sub acțiunea greutății proprii și a forțelor axiale provocate de cutremur sau alte solicitări.

Un alt sistem, mai puțin folosit, constă din pereți de beton armat, verticali sau puțin înclinați, orientați paralel cu axul barajului. Distanța între pereții care se construiesc într-o deschidere, cuprinsă între doi contraforți, este de ordinul a 10 ... 12 m. Pereții se toarnă odată cu contraforții, realizînd în ansamblu o construcție foarte rigidă.

§ 4. BARAJE CU BOLȚI MULTIPLE

28. Scurt istoric

Barajele cu bolți de beton, denumite și baraje cu arce multiple, sînt constituite din bolți circulare, cu linia cheilor înclinată față de verticală, rezemate pe contraforți. Capacitatea portantă a bolților fiind mai mare decît a plăcilor plane, distanțele între contraforți sînt mai mari, de ordinul a 10 ... 20 m. La rîndul lor, contraforții sînt mai încărcați și de aceea mai masivi. Eforturile transmise la teren fiind ridicate, barajele cu bolți multiple se construiesc în amplasamente cu caracteristici geotehnice bune.

Primul baraj de acest tip — *Meer Allum* — a fost construit în India în anul 1802 [3]. Atît contraforții cît și bolțile s-au realizat din blocuri masive de granit, avînd dimensiuni de ordinul a 3 ... 6 m. La o înălțime de 13,50 m, distanța dintre axele contraforților, de circa 30 m, reprezintă o soluție foarte îndrăzneață.

Abia cu 90 ani mai tîrziu au reapărut baraje cu alcătuirea apropiată de cea denumită astăzi cu bolți multiple. Începînd cu anul 1910 în Statele Unite și ceva mai tîrziu în Franța, barajele cu bolți multiple s-au construit mai frecvent. Primele principii de proiectare ca și detaliile constructive au fost stabilite în perioada 1920—1930 de inginerii americani *A. Noetzli* și *C. Olberg*, iar modernizarea acestor baraje, privind mărirea distanței dintre contraforți, adoptarea de secțiuni mai masive din beton nearmat etc., aparține lui *A. Coyne* [3].

O statistică referitoare la modul în care a evoluat în timp construcția barajelor cu bolți multiple [14] mai înalte de 30 m indică pe decade.

înainte de 1910	1 baraj
1911—1920	5 baraje
1921—1930	20 baraje
1931—1940	6 baraje
1941—1950	6 baraje
1951—1960	5 baraje
Total	43 baraje

Răspîndirea lor geografică în perioadele 1920—1940 și 1941—1960, indică un prim stadiu, în care numărul maxim de baraje s-a construit în Statele Unite, și un

al doilea, după 1940, cînd construcția barajelor cu bolți multiple a scăzut simțitor fiind mai mult promovată în Asia și America de Sud [4]:

	1920—1940	1941—1960
Statele Unite	17 baraje	1 baraj
Europa	5 baraje	3 baraje
Africa	2 baraje	2 baraje
America de Sud	2 baraje	4 baraje
Asia	1 baraj	4 baraje
Australia	—	2 baraje
Total	27 baraje	16 baraje

29. Exemplificări

Unul dintre barajele cele mai cunoscute de acest tip este barajul *Beni-Bahdel* ($H = 62$ m), intrat în serviciu în anul 1936 [17]. Grosimea bolților, realizate în plin cintru (un unghi la centru de 180°), crește de la 0,70 m la partea superioară cu cîte 1,5 cm pe metru liniar, ajungînd la 1,33 m la partea inferioară (fig. 4-52, *a*). Ele au fost armate cu carcase metalice rigide, care au susținut cofrajele în timpul turnării (fig. 4-52, *b*).

Contraforții barajului, cu distanța între axe de 20 m, au grosimea la coronament de 3 m, iar în fundații de 4,7 m. Pentru asigurarea rigidității longitudinale, ei au fost contravîntuiți cu grinzi în formă de U, puternic armate (fig. 4-52, *c*). Ulterior, barajul a fost suprainălțat cu cîțiva metri. Pentru noua cotă de reținere dimensiunile contraforților au rămas aceleași. Stabilitatea lor s-a asigurat prin crearea, cu ajutorul preselor hidraulice, a unor împingeri dirijate din aval spre amonte, de sens contrar presiunii hidrostatice.

În figura 4-53 este prezentat barajul *Big Dalton* ($H = 51$ m), la care contraforții au fost executați în casete [3]. Această dispoziție reduce grosimea secțiunilor de beton ale contraforților la valoarea minimă, impusă de eforturile maxime de compresiune admise și mărește în același timp rigiditatea longitudinală. Deși consumul de cofraj crește, soluția este mai economică în ansamblu. Construit în anul 1928, barajul *Big Dalton* este printre primele executate cu contraforți casetați, fiind prototipul soluțiilor de acest fel care s-au aplicat în perioada 1926—1940. Bolțile cilindrice, cu panta 1 : 0,90, reazemă pe contraforți cu profil triunghiular, situați la o distanță de 18 m unul de altul.

Efectele contracției s-au limitat prin introducerea a două rosturi permanente, orientate aproximativ după traiectoriile eforturilor principale. Golurile din contraforți au servit pentru pozarea conductelor de evacuare înspre aval.

O dispoziție constructivă asemănătoare o are și barajul *Bartlett* [3], cu înălțimea maximă de 82 m (fig. 4-54). Contraforții, cu distanța între axe de 18,50 m, sînt casetați, închizînd în interiorul lor goluri cu lățimea constantă de 2,44 m. De această dată, pentru a evita efectele contracției, contraforții au fost segmentați în elemente verticale de 12 m lungime prin rosturi duble. Fețele laterale ale rosturilor s-au realizat cu contur poligonal, cu laturile orientate după traiectoriile eforturilor principale

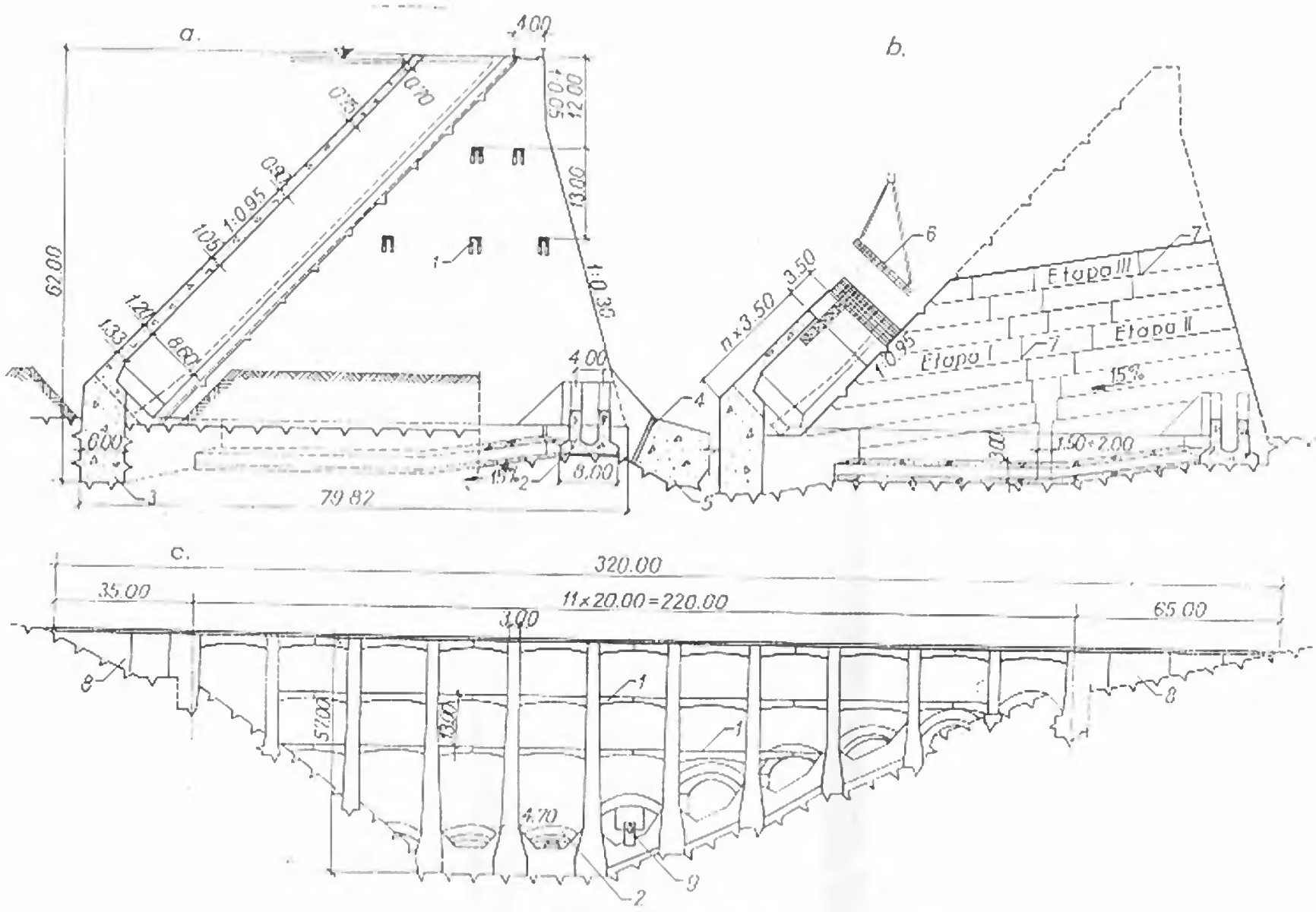


Fig. 4-52. Barajul Beni-Bahdel:

a—secțiune transversală prin cheia bolții; *b*—montarea carcaselor de armare;—*c* vedere din aval; *1*—grindă de rigidizare; *2*—contravinturire; *3*— vatră; *4*—prese plate; *5*—soclu de rezemare; *6*— carcasă sudată; *7*— rost de lucru; *8*— baraj masiv; *9*— golire de fund.

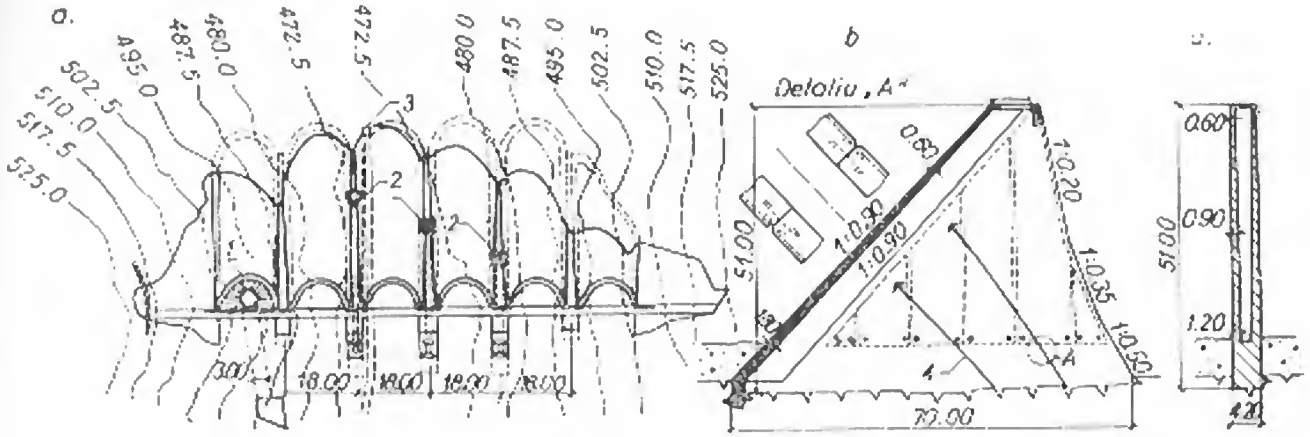


Fig. 4-53. Barajul Big Dalton:

a — vedere în plan; *b* — secțiune transversală prin cheia bolții; *c* — secțiune prin contrafort; *1* — deșcărcător; *2* — goliri intermediare; *3* — priză; *4* — rost de contracție.

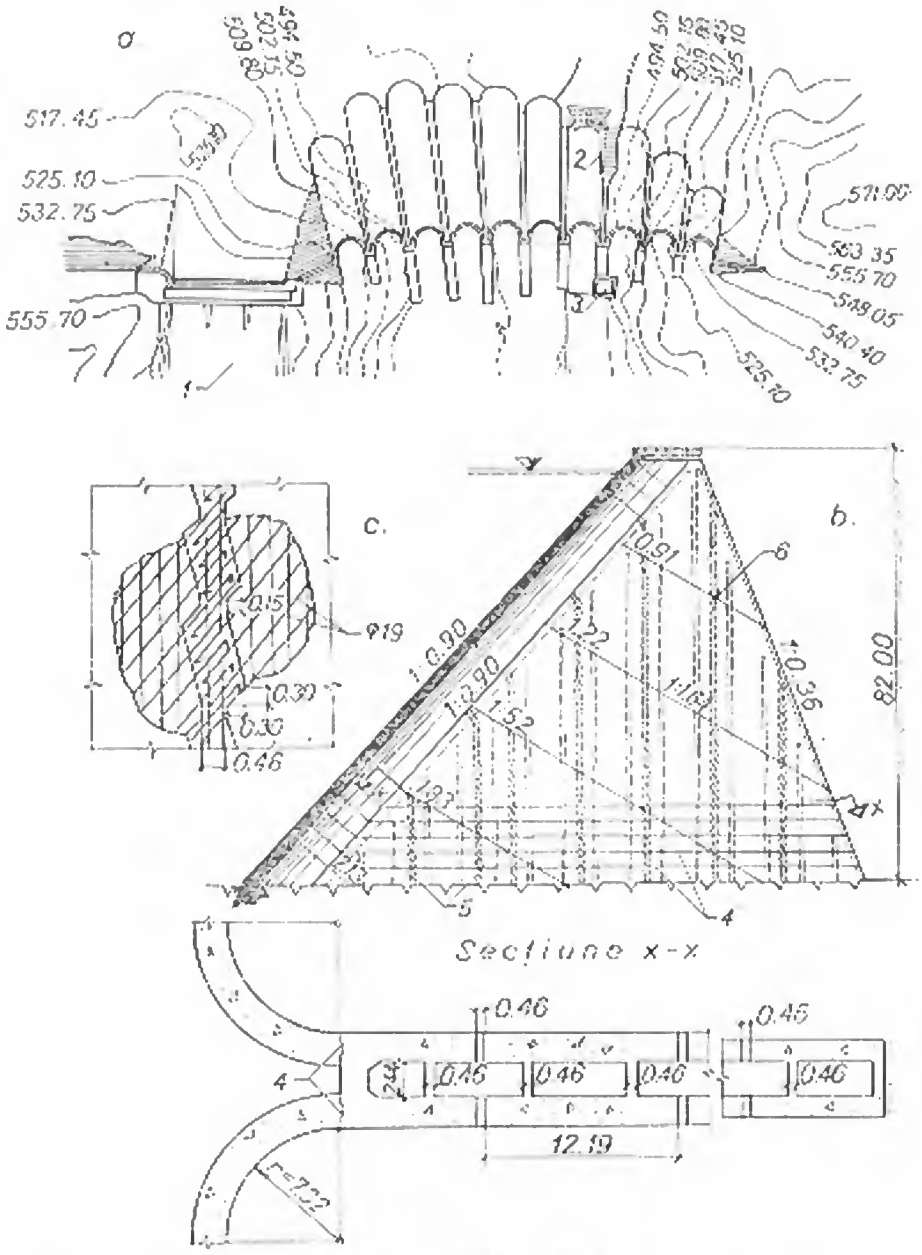


Fig. 4-54. Barajul Bartlett:

a — vedere în plan; *b* — secțiuni caracteristice; *c* — detaliu de rost de contracție; *1* — deșcărcător; *2* — priză; *3* — casă de vane; *4* — rost de lucru; *5* — rost de contracție; *6* — linie de egală grosime a contrafortului.

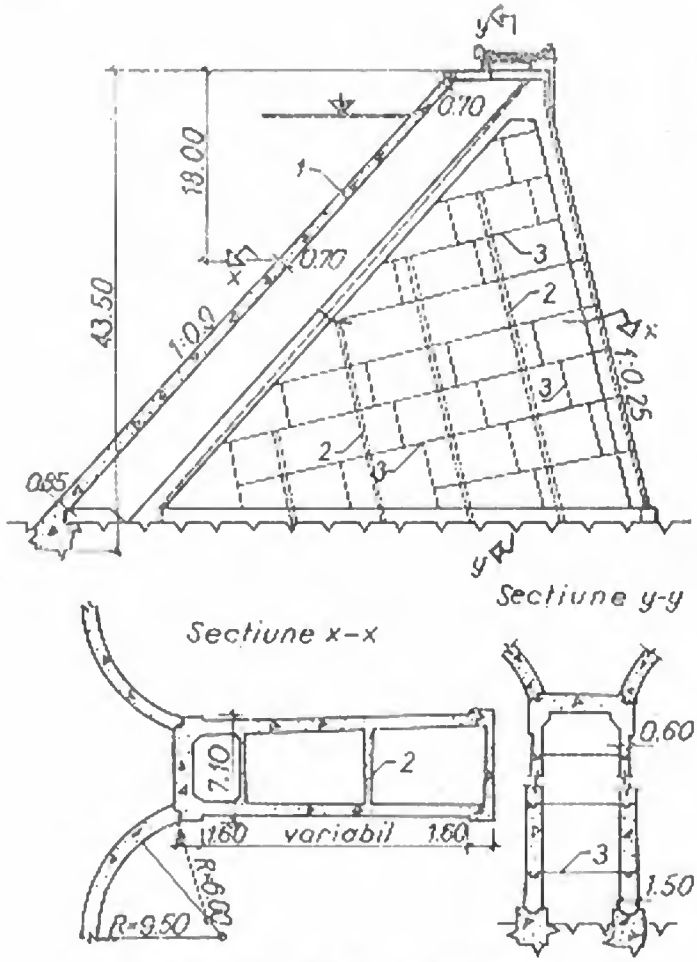


Fig. 4-55. Barajul Pensacola:
1 — boltă; *2* — diafragmă; *3* — rost de lucru.

În figura 4-54, *c* se indică modul de armare al acestor rosturi. Ele s-au betonat după terminarea aproape integrală a fenomenului de contracție.

Bolțile sînt construite în plin cintru, făcînd corp comun cu contraforții (fig. 4-54, *b*). Raza interioară este constantă și egală cu 7,30 m. Grosimea lor la partea superioară este de 0,70 m, iar la partea inferioară de 2,15 m.

Barajul *Pensacola* (fig. 4-55) prezintă un mod aparte de construcție a contraforților. Rigiditatea longitudinală, creată prin casetarea contraforților, este mărită în acest caz prin distanțarea fețelor laterale ale unui asemenea element la 6,60 m. Deschiderea bolților a crescut în consecință la 25,20 m.

Grosimea pereților contraforților variază de la 0,60 m la partea superioară, la 1,50 m în fundații. Liniile de egală grosime au o înclinare de 1 : 1,50, asigurînd secțiuni mai mari spre aval. Pereții laterali sînt legați prin o serie de pereți transversali puternic armați, de 45 cm grosime, orientați după direcțiile eforturilor principale. Se obține astfel o succesiune de cutii închise, orientate favorabil, separate prin rosturile de contracție.

30. Soluții moderne

Barajele cu bolți multiple moderne sînt mult mai masive decît primele structuri de acest tip. Mărirea distanței dintre contraforți și îngroșarea elementelor, executate în acest caz din beton simplu, aduc economii importante [3]. Aceste principii sînt ilustrate prin trei baraje, construite în ultima perioadă.

Barajul *Grandval* din Franța, pus sub sarcină în anul 1959, este alcătuit din șase bolți, cu înclinarea liniei cheii de 1 : 0,70, rezemate pe cinci contraforți masivi, distanțați la 50 m între ei (fig. 4-56). Înălțimea maximă a bolții centrale este de 88 m. Grosimea bolților variază de la 1,50 m în partea superioară, la 4,90 m în fundație. Contraforții au grosimea în cîmp de 5,50 m, iar spre aval au prevăzut un soclu de rigidizare cu grosime variabilă pe verticală. În corpul contraforților

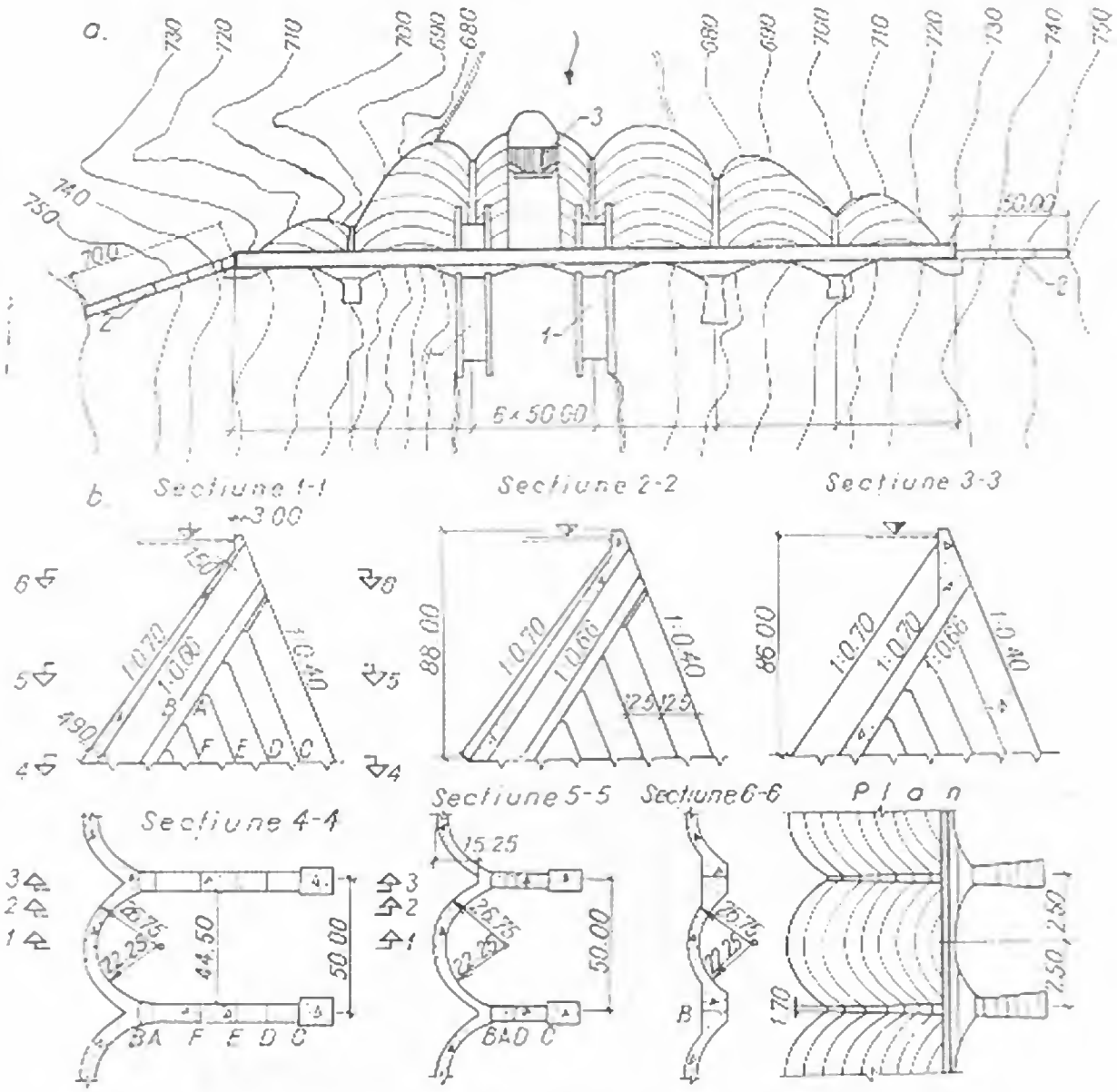


Fig. 4-56. Barajul Grandval:

a — vedere în plan; *1* — descărcător; *2* — aripă de închidere; *3* — priză; *b* — secțiuni caracteristice.

sînt prevăzute patru rosturi de contracție înclinate, orientate după direcțiile eforturilor principale.

O soluție deosebită o prezintă modul de alcătuire a coronamentului. În loc ca planul terminal al bolților să fie orizontal, ca la celelalte baraje, acesta este normal pe panta contraforților. Spațiile rămase între nașterile bolților și contraforți au fost închise cu pereți masivi de beton (fig. 4-56, *b*), a căror greutate contribuie la asigurarea stabilității la alunecare. Au rezultat în acest fel economii de beton importante.

Barajul Calacuccia din Corsica, construit tot după proiectele inginerilor francezi, a fost pus sub sarcină în martie 1968. Alcătuirea lui este asemănătoare cu cea

a barajului Grandval (fig. 4-57). Barajul are înălțimea maximă de 72 m deasupra terenului natural și o lungime la coronament de 240 m. Lucrarea cuprinde patru bolți de 50 m deschidere fiecare, cu secțiuni circulare (raza amonte de 26,75 m și raza aval de 22,25 m). Grosimea bolților variază de la 1,62 m la coronament, la 4,30 m în fundație. Contraforții, de secțiune triunghiulară, cu panta amonte de 1:0,70 și panta aval de 1:0,60, au grosimea de 5,50 m. În timpul construcției au fost fragmentați prin rosturi paralele cu paramentul aval, care ulterior s-au injectat.

Barajul Manicouagan 5 din Canada, pus sub sarcină în anul 1969, deține prin cei 204 m înălțime, recordul în domeniul barajelor cu bolți multiple. Lungimea la coronament este de 1280 m. El este alcătuit (fig. 4-58) dintr-o boltă centrală de 159 m deschidere și 12 bolți curente de 72 m deschidere fiecare [3]. Bolta centrală reazemă pe doi contraforți înclinați și este definită de o suprafață cilindrică spre amonte și de una conică spre aval. Grosimea ei variază de la 4,50 m la coronament, la 22,50 m în fundație. Bolțile curente sînt cilindrice, atît la intrados cît și la extrados și au grosimea variabilă de la 3,0 m la coronament, la 7,80 m la bază.

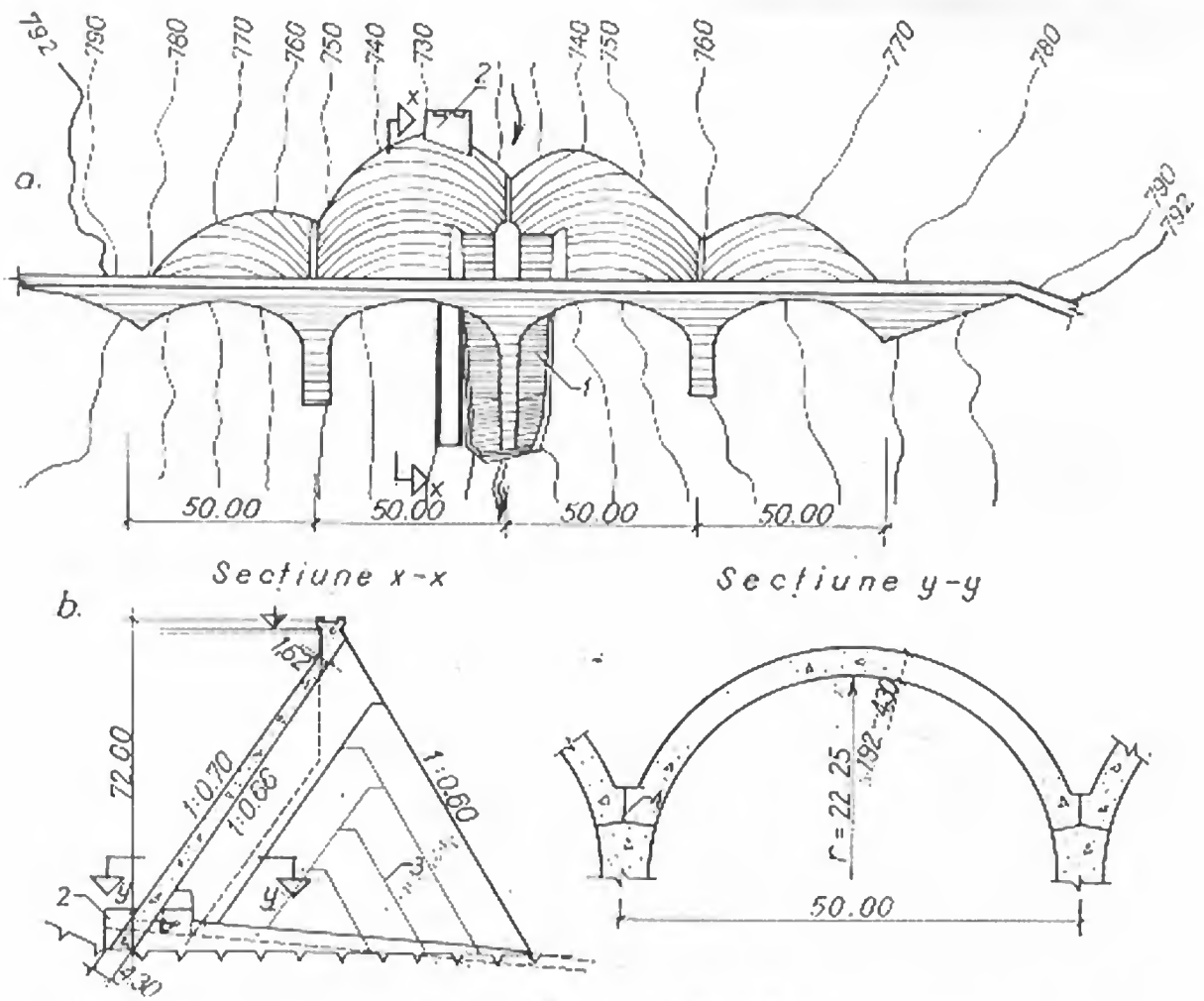


Fig. 4-57. Barajul Calacuccia:

a — vedere în plan; *b* — secțiuni caracteristice; *1* — descărcător; *2* — priză; *3* — rost de contracție; *4* — rost de lucru injectat.

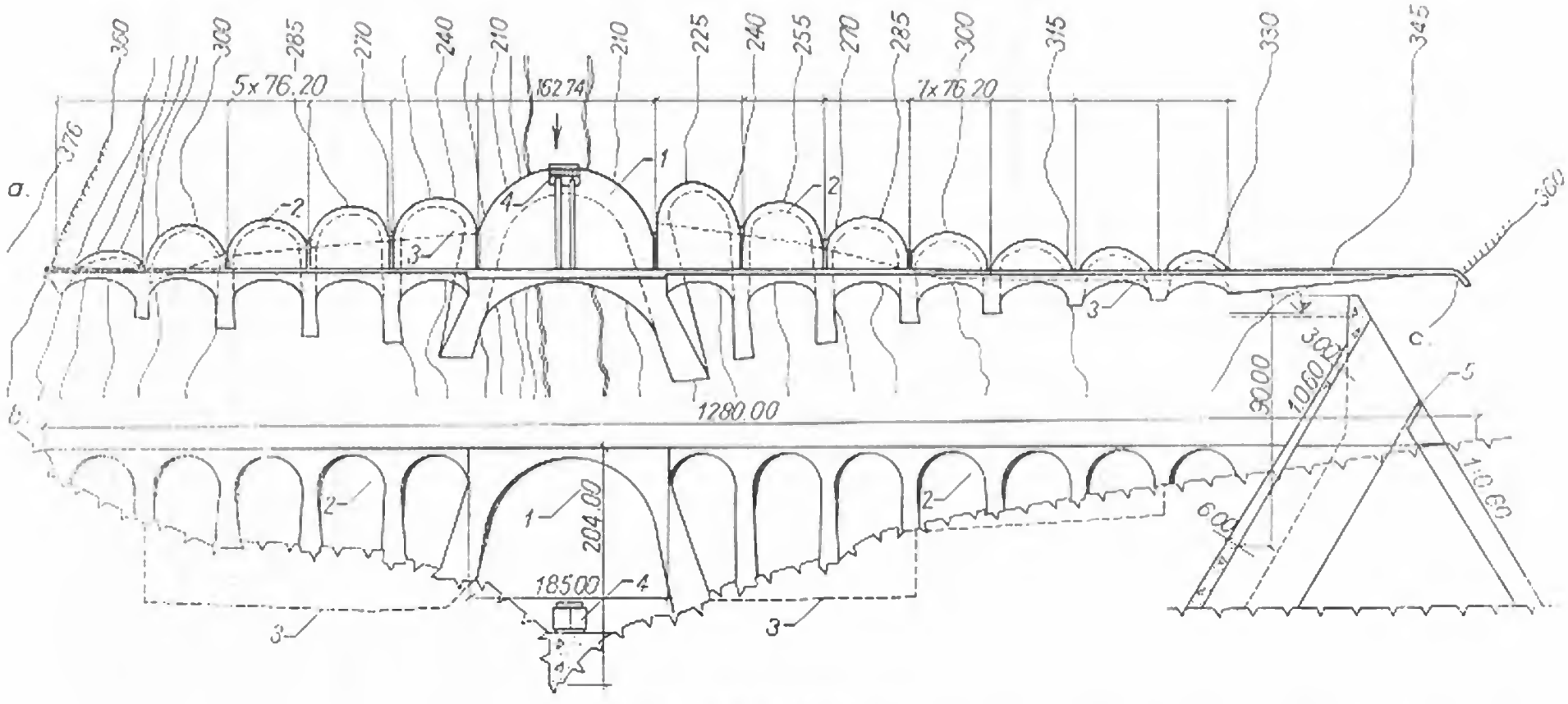


Fig. 4-58. Barajul Manicouagan 5:

a — vedere în plan; *b* — vedere din aval; *c* — secțiune prin cheia bolții; *1* — boltă centrală; *2* — boltă curentă; *3* — galerie de drenaj; *4* — priză de apă; *5* — evazarea contrafortului.

Prezența bolții centrale de mari dimensiuni a impus studiul stării de efort triaxial care apare în cei doi contraforți centrali. Grosimea lor s-a ales de 30 m la partea superioară și de 42 m la bază. Eforturile maxime în bolți ating 90 kg/cm² în anumite zone, dar sînt în general sub 70 kg/cm². Bolțile s-au construit din ploturi de 15 m lungime, avînd înălțimea lamelelor de betonare de 1,50 m, pentru bolțile curente și 1,80 m pentru bolta centrală. Rosturile, etanșate cu două tole în amonte și una în aval, s-au injectat ulterior, după aceleași principii ca la barajele arcuite. Controlul fisurării s-a asigurat prin răcirea artificială cu serpentine și prin menținerea unei temperaturi inițiale reduse a betonului la turnare.

31. Alcătuirea geometrică a boților

În majoritatea cazurilor, bolțile de reținere sînt astfel executate încît orice secțiune normală pe generatoare este circulară și de grosime constantă. Uneori, grosimile arcelor componente de la diverse cote se îngroașe spre nașteri, pentru ca betonul să fie mai uniform solicitat. Unghiurile la centru variază între 120 și 180°, cifra din urmă, care corespunde bolților în plin cintru, fiind cea mai favorabilă din punct de vedere static.

Grosimile bolților se determină prin calcul și depind de mărimea presiunii hidrostatice, de distanța între contraforți și de unghiul la centru. La barajele cu bolți de beton armat, cu deschiderea cuprinsă între 15 și 25 m, grosimea la partea superioară este de ordinul a 0,30 ... 0,50 m, iar la partea inferioară de 1,0 ... 3,0 m. Chiar dacă din calcul rezultă grosimi mai mici, acestea nu sînt recomandabile, deoarece sînt sensibile la acțiunea variațiilor de temperatură, la fenomenul de îngheț-dezgheț și la acțiunea apelor de infiltrație. Șapele de protecție care se aplică pe paramentul amonte (tencuieli torcretate, vopsele bituminoase, îmbrăcăminți de pînză impregnată etc.) reprezintă numai măsuri de siguranță și nu pot justifica adoptarea unor dimensiuni prea reduse pentru bolți.

Bolțile din beton simplu, ale barajelor mai masive, au grosimea cuprinsă între 1,50 și 3 m la coronament și 4 ... 8 m în fundație. La înălțimi de retenție de peste 100 m, grosimea la bază se determină corespunzător solicitării din presiunea hidrostatică. Trasarea se menține cilindrică sau cilindric-conică, cu grosimea constantă în planuri orizontale.

32. Legătura bolților cu contraforții și cu terenul de fundație

La marea majoritate a barajelor executate pînă în prezent, legătura bolților cu contraforții s-a realizat rigid, prin monolitizarea rostului de construcție [3], [15], [17]. Acest sistem de legătură are avantajul că rigidizează barajul în sens longitudinal și mărește stabilitatea la răsturnare și alunecare, bolțile făcînd corp comun cu contraforții. Dezavantajul soluției constă în faptul că la tasări diferite sau la solicitări termice inegale, capetele amonte ale contraforților pot fi supuse la eforturi mari de tensiune și ca urmare sînt expuse fisurării.

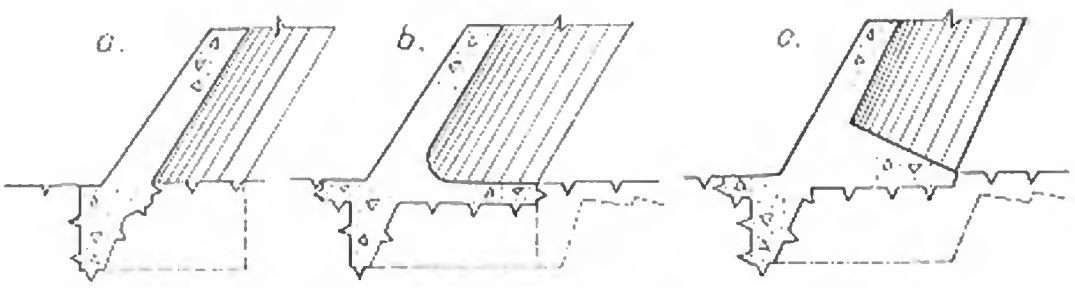


Fig. 4-59. Legarea bolților cu terenul de fundație:
a — cu pinten; *b* — cu placă orizontală; *c* — cu bloc de fundare.

La unele baraje, bolțile, realizate ca un sistem de elemente continue, sprijină liber pe capetele contraforților. Se permite în acest mod executarea independentă a contraforților și bolților de reținere, iar în exploatare se elimină eforturile de tensiune, provocate de legătura rigidă cu contraforții. Stabilitatea generală este însă mult redusă și se impune executarea unor grinzi de contravîntuire longitudinală între contraforți.

Legătura bolților cu terenul de fundație se poate face după unul din sistemele schițate în figura 4-59.

Primul sistem (fig. 4-59, *a*) constă din prelungirea bolții în terenul sănătos, sub forma unui pinten. Această dispoziție simplă încarcă terenul de fundație cu eforturi mai mari decît celelalte, dată fiind suprafața redusă de rezemare.

Celelalte două sisteme micșorează eforturile pe teren, prin intermediul unei plăci orizontale (fig. 4-59, *b*) sau al unui bloc de fundație (fig. 4-59, *c*). Prin masivitatea lui, acest element creează eforturi în lungul bolții de reținere și necesită o armătură mai importantă după această direcție. Pentru un caz dat, soluția se alege ținînd seama de natura terenului de fundație.

33. Rosturi în bolți

Ca și în cazul plăcilor de beton armat, bolțile se prevăd cu rosturi de lucru și uneori cu rosturi de contracție.

Datorită subțirimii bolților de beton armat, rosturile de lucru au forma poligonală (fig. 4-60, *a*). În dreptul rostului armătura își păstrează continuitatea. La reluarea betonării se execută o tratare, astfel încît cele două părți în contact să se lege cît mai perfect.

Rosturile de contracție au un caracter permanent, alcătuirea lor fiind asemănătoare cu cea din figura 4-60, *b*. Suprafața de contact se vopsește cu mastic bituminos, iar extremitățile se etanșează cu tole de cupru care dau posibilitatea de deformare.

În cazul bolților masive, realizate din beton simplu, sistemul de rosturi este asemănător cu cel de la barajele arcuite. Rosturile de lucru dintre lamele sînt plane, legătura în elevație realizîndu-se printr-o tratare corespunzătoare. Datorită deschiderilor mult mai mari, de 50 ... 70 m, bolțile se execută din ploturi de 12 ... 15 m

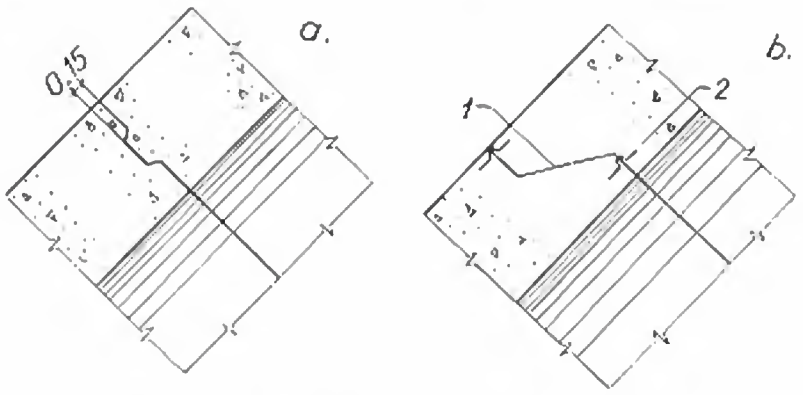


Fig. 4-60. Rosturi în boltă.
a — de lucru, provizoriu; *b* — de contracție, permanent; *1* — mastic bituminos; *2* — tolă de etanșare.

lungime. Rosturile dintre ploturi sînt prevăzute în amonte și aval cu tole metalice sau benzi de PVC și se injectează cu suspensie de ciment sub presiune, după încetarea fenomenului de contracție.

34. Eforturi provocate în bolți de presiunea variabilă a apei și de greutatea proprie

Arcele componente ale bolților sînt supuse solicitărilor din presiunea hidrostatică, din variațiile de temperatură, din contracția și umflarea betonului și solicitărilor seismice. Eforturile provocate de aceste solicitări se calculează prin metodele expuse în capitolul referitor la barajele arcuite.

Datorită înclinării bolților față de orizontală, arcele componente mai sînt solicitate suplimentar de două încărcări: presiunea variabilă a apei și componenta normală a greutății proprii.

Arcele circulare sînt normale pe paramentul amonte și deci nașterile lor sînt situate mai jos decît cheile. Presiunii hidrostatice de la cheie i se suprapune așa-numita presiune variabilă a apei, care are valoarea maximă la nașteri și valoarea zero la cheie (fig. 4-61, *a*). Expresiile eforturilor provocate de această solicitare au fost determinate de *N. Kelen* [1] prin studiul arcelor circulare subțiri, de grosime constantă, rigid încastrate la nașteri.

Eforturile care apar în secțiunile de la nașteri se pot exprima sub forma:

$$\sigma_v = \gamma \cos \alpha_1 \, l \, \sigma'_v, \tag{41}$$

în care:

γ — greutatea specifică a apei;
α_1 — unghiul bolții cu orizontala;
l — semideschiderea arcului;
σ'_v — efort specific, funcție de grosimea relativă $\nu = \frac{t}{l}$ și de semiunghiul la centru al arcului (α).

Ținînd seama de formula (41) și de diagramele din figura 4-61, *b* și *c*, se constată că:

— spre deosebire de eforturile provocate de presiunea uniformă a apei, eforturile σ_v sînt proporționale cu deschiderea arcelor;

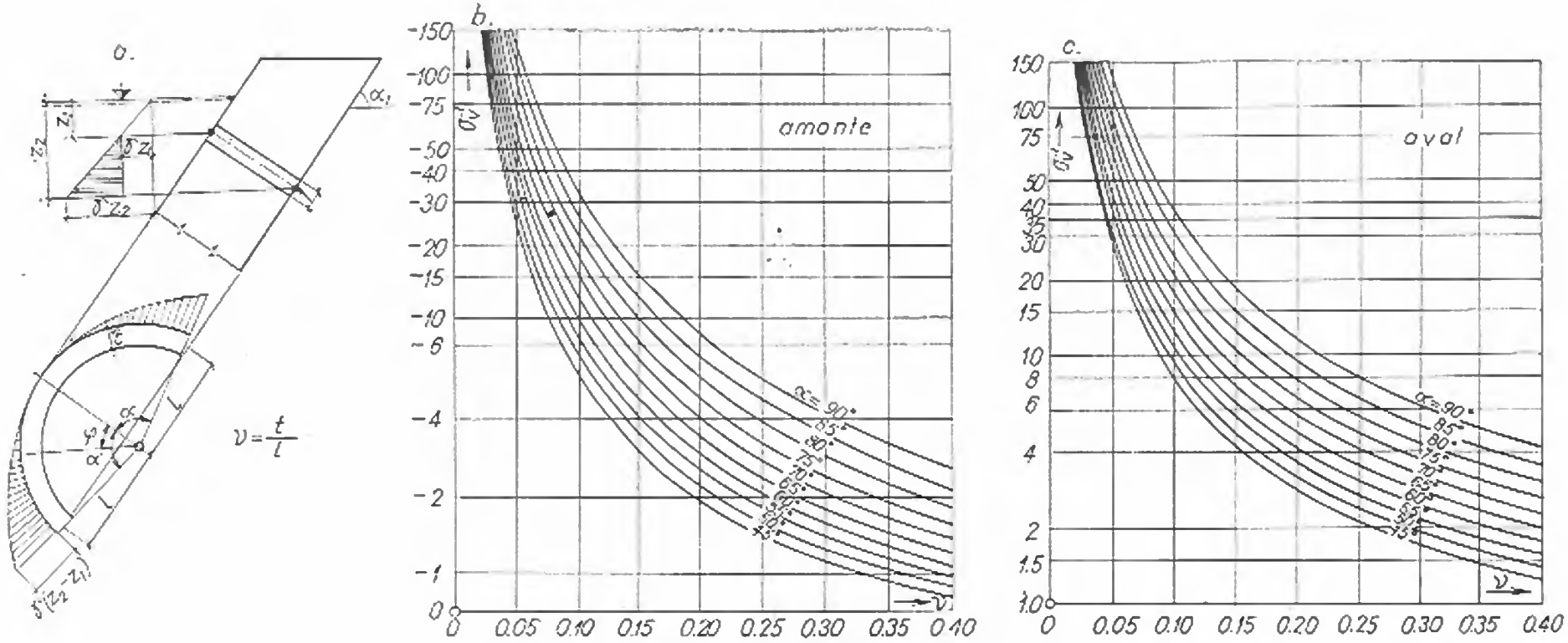


Fig. 4-61. Eforturi din presiunea variabilă a apei:

a — schema de încărcare; *b* — eforturi specifice la naștere amonte; *c* — eforturi specifice la naștere aval.

— eforturile σ_φ sînt tensiuni în amonte și compresiuni în aval; suprapunîndu-se cu cele din presiunea uniformă, ele au un efect defavorabil;

— eforturile σ_φ scad cînd grosimea relativă crește și unghiul la centru se micșorează; ele ating valoarea maximă pentru $2\alpha = 180°$.

Componenta normală pe boltă a greutății proprii provoacă o serie de eforturi suplimentare ale căror expresii, ca și în cazul solicitării precedente, au fost aduse la forme foarte simple [1]. La nașteri mărimea lor se calculează cu formula:

$$\sigma_\varphi = \gamma_b \cos \alpha_1 \, l \, \sigma'_\varphi, \tag{42}$$

în care au intervenit suplimentar:

γ_b — greutatea volumetrică a betonului;

σ'_φ — efort specific, funcție de grosimea relativă a arcelor și de unghiul lor la centru.

Ținînd seama de formula (42) și de diagramele din figura 4-62, se constată că:

— eforturile σ_φ, ca și eforturile din presiunea variabilă a apei, sînt proporționale cu deschiderea arcelor;

— eforturile σ_φ sînt în majoritatea cazurilor compresiuni în amonte și compresiuni sau tensiuni în aval; ele au deci un efect favorabil;

— în comparație cu eforturile din presiunea variabilă a apei, eforturile σ_φ au în general valori reduse.

35. Solicitări în lungul bolții

După cum s-a arătat, calculul bolților se face admițînd preluarea integrală a sarcinilor în planuri normale pe parament, de către arce circulare încastrate în contraforți. În porțiunea superioară a bolților această ipoteză este pe deplin justificată. În zona de fundație însă, datorită încastrărilor în teren sau legării lor de blocurile de reazem, apar în plus momente încovoietoare în sens longitudinal, a căror mărime nu mai poate fi neglijată.

O metodă de determinare a acestora [12] se bazează pe repartiția presiunii hidrostatice între arce circulare, normale pe generatoarea bolții și grinzi longitudinale, considerate încastrate la partea inferioară și simplu rezemate la partea superioară (fig. 4-63). Criteriul repartiției constă în egalarea deplasărilor radiale în punctele comune. Rezultatele unui asemenea calcul, concretizate prin diagramele de moment încovoietor longitudinal, sînt prezentate în figura 4-63, *c*.

Se constată că pentru bolta studiată, de deschidere modestă, valorile momentelor ating cifre importante, de pînă la 150 tm. Amortizarea lor se produce însă foarte repede, practic încovoierea longitudinală existînd numai în sfertul inferior al bolții. În această zonă însă, armătura longitudinală este cea preponderentă.

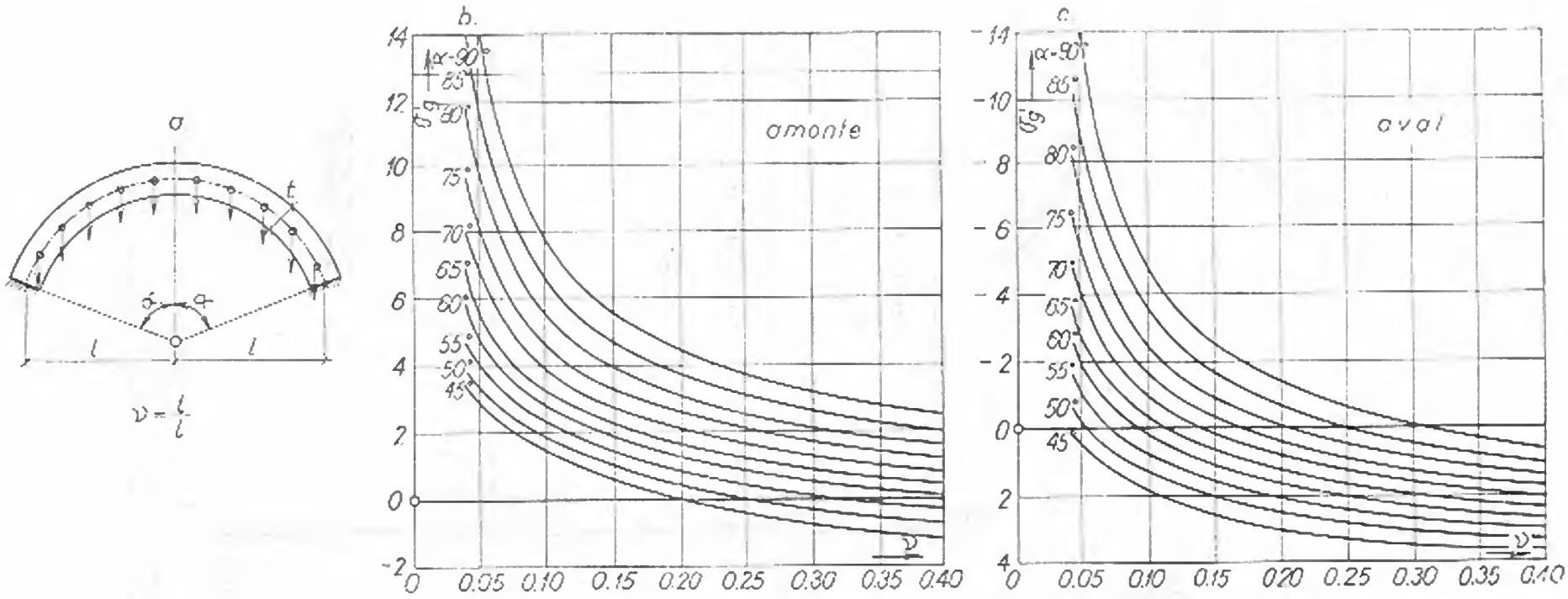


Fig. 4-62. Eforturi din componenta greutății proprii:

a — schema de încărcare; *b* — eforturi specifice la naștere amonte; *c* — eforturi specifice la naștere aval.

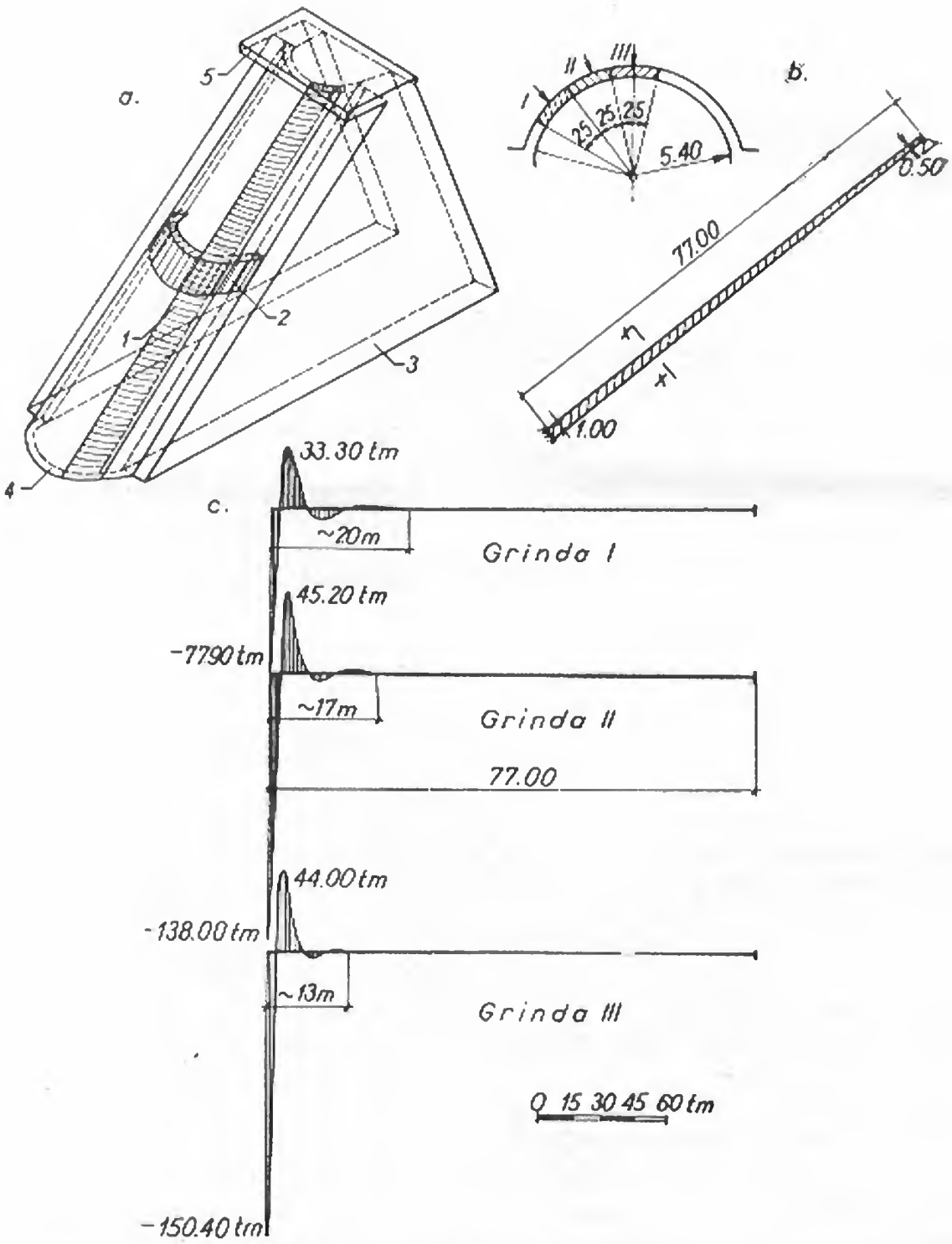


Fig. 4-63. Solicitări în lungul bolții:

a — împărțirea în arce și grinzi longitudinale; *1* — grindă; *2* — arc; *3* — contrafort; *4* — capăt încastrat; *5* — coronament; *b* — schemele statice; *c* — diagrame de moment încovoietor.

36. Alcătuirea contraforţilor

Între contraforţii barajelor cu bolţi de beton armat şi cei ai barajelor cu plăci de beton armat, examinaţi mai înainte, există multe asemănări. Ei au de obicei forma trapezoidală sau aproape triunghiulară şi grosimea crescînd uniform spre fundaţie. Grosimea contraforţilor în diverse secţiuni orizontale este funcţie de deschiderea bolţilor, de adîncimea la care se află şi de efortul admisibil al materialului de construcţie. Date fiind sarcinile mai mari pe care le transmit terenului de fundaţie, contraforţii barajelor cu bolţi sînt în general mai groşi decît cei ai barajelor cu plăci de beton armat.

Într-o primă etapă se recomandă [15]:

— pentru grosimea la partea superioară:

$$d_s = (1{,}5 \ldots 2{,}0)\, t_s; \tag{43}$$

— pentru grosimea la partea inferioară:

$$d_i = (0{,}07 \ldots 0{,}10)\, H d_s, \tag{44}$$

unde: t_s — grosimea bolţilor la coronament;
H — înălţimea barajului.

La multe baraje, contraforţii sînt slab armaţi cu plase de oţel-beton aşezate în apropierea feţelor laterale. Pentru preluarea eventualelor eforturi de tensiune din zona paramentului amonte se prevede o armătură paralelă cu acest parament.

În contraforţi se prevăd rosturi de lucru şi rosturi de contracţie, cu dispoziţii asemănătoare cu cele de la contraforţii barajelor cu plăci de beton armat. Rosturile dintre lamelele de turnare, cu înălţimi curente de 2,50 ... 3,0 m, se realizează orizontale sau uşor înclinate spre amonte, fiind prevăzute de obicei cu ştrepi. Rosturile de contracţie pot fi simple, orientate după direcţiile eforturilor principale, ca în cazul barajului *Big Dalton* (v. fig. 4-53) sau duble, orientate vertical, ca la barajul *Bartlett* (v. fig. 4-54) sau după direcţiile eforturilor principale, ca în cazul barajului *Pensacola* (v. fig. 4-55). Pentru barajele de înălţimi mici şi medii, care se construiesc în regiuni neseismice, se recomandă aplicarea rosturilor simple. Rosturile duble, care restabilesc prin betonare şi armare caracterul de monolit al contraforţilor, se recomandă pentru baraje de înălţimi mai mari şi pentru baraje construite în regiuni seismice.

În cazul contraforţilor simpli, cu proporţii de ordinul celor rezultate din relaţiile (43) şi (44), rigiditatea după direcţia paralelă cu axul barajului se asigură prin grinzi de contravîntuire longitudinale, ca în cazul barajului *Beni-Bahdel* (fig. 4-52) sau cu nervuri de rigidizare, orientate de obicei vertical.

Mult mai raţională este adoptarea de contraforţi casetaţi, cu moment mare de inerţie, ca în cazul barajelor *Big Dalton* (v. fig. 4-53) sau *Bartlett* (v. fig. 4-54). Un sistem şi mai eficace este cel aplicat la barajul *Pensacola* (v. fig. 4-55), la care pereţii laterali ai contrafortului sînt mult distanţaţi şi legaţi rigid prin diafragme puternic armate. Golurile interioare ale contraforţilor casetaţi comunică prin orificii cu exteriorul, pentru aerisire şi uniformizarea temperaturilor.

Contraforţii barajelor cu bolţi masive se dimensionează corespunzător preluării forţelor mari de împingere transmise de acestea. Condiţia cea mai severă este aceea

de stabilitate la alunecare. Ei se execută din beton simplu în lamele de 1,50 ... 2,00 m, separate prin rosturi de lucru și pot fi segmentați și în blocuri, funcție de capacitatea fabricii de beton și de condițiile de punere în operă. În multe cazuri, în corpul contraforților se prevăd rosturi de contracție permanente, dirijate după traiectoriile eforturilor principale, ca în cazul barajului *Grandval* (v. fig. 4-56).

37. Eforturi în contraforți

În cazul barajelor cu bolți multiple, la care elementele de reținere sînt rigid legate de contraforți, se ține seama de contribuția acestora la rezistența ansamblului contrafort-perete de reținere. Se pune totuși întrebarea în ce măsură poate fi considerat rigid un asemenea ansamblu și care sînt eforturile suplimentare care apar în bolți datorită acestei legături.

Din motivele arătate, calculul eforturilor prin metoda elementară are în general un caracter aproximativ. Gradul de aproximație este funcție de numeroși factori, dintre care cel mai important se consideră a fi forma geometrică a contraforților.

Eforturile verticale care acționează la extremitățile unei secțiuni de formă oarecare se pot determina prin formula cunoscută a compresiunii excentrice:

$$\text{amonte:} \qquad \sigma_z = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M}{W_{am}}; \tag{45}$$

$$\text{aval:} \qquad \sigma_z = \frac{\Sigma V}{A} - \frac{\Sigma M}{W_{av}}, \tag{46}$$

unde: ΣV — suma forțelor verticale;

ΣM — suma momentelor în raport cu centrul de greutate al secțiunii;

A — suprafața secțiunii;

$W_{am} = I/x_{am}$ — modulul de rezistență amonte;

$W_{av} = I/x_{av}$ — modulul de rezistență aval.

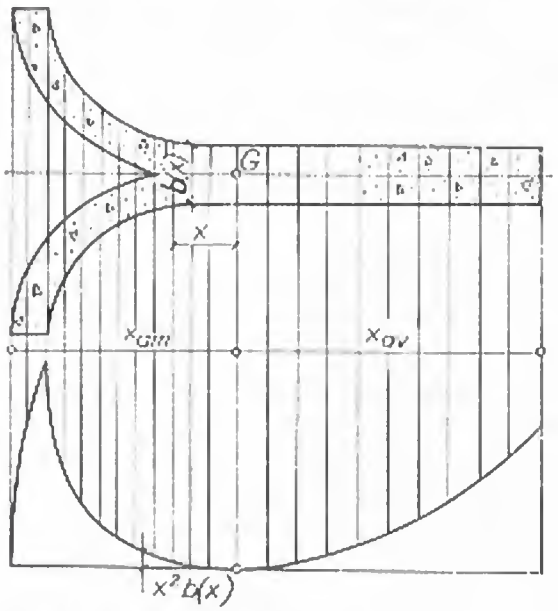


Fig. 4-64. Schemă de calcul pentru momentul de inerție.

Centrul de greutate se determină împărțind secțiunea în suprafețe elementare și luînd momentul static față de o axă perpendiculară pe axa de simetrie.

Momentul de inerție I se determină în mod analog, efectuînd grafic integrala (fig. 4-64):

$$I = \int_{-x_{av}}^{x_{am}} x^2 \, dA = \int_{-x_{av}}^{x_{am}} x^2 b(x) \, dx. \tag{47}$$

Trasînd funcția $x^2b(x)$ deasupra unei axe orizontale, momentul de inerție se determină prin planimetrarea suprafeței rezultate.

§ 5. BARAJE CU CUPOLE MULTIPLE

38. Generalități

În cazul barajelor de înălțimi mari, distanțele prea mici între contraforți nu sînt raționale, ele conducînd la construcții mai puțin economice. Costul ridicat este determinat de consumul mare de cofraje, de necesitatea elementelor de contravîntuire longitudinală și de unele dificultăți de punere în operă a betonului.

După cum s-a arătat, în cazul văilor largi cu înălțimi de reținere mari, sînt mult mai indicate barajele cu bolți masive, la care distanța dintre contraforți crește considerabil. Contraforții pot asigura stabilitatea longitudinală a barajului prin masivitatea lor, făcînd inutile orice alte măsuri în acest scop. Elementele constructive mai groase beneficiază și de avantajul unei mai mari rezistențe la acțiunea apelor de infiltrație, a variațiilor de temperatură și a fenomenului de îngheț-dezgheț.

O nouă problemă, care apare însă odată cu aceste baraje, este aceea a formei elementelor de reținere care reazemă pe contraforți. În majoritatea situațiilor, pentru deschideri medii (15 ... 25 m), ca și pentru deschiderile sporite adoptate în ultima vreme, s-au ales bolți de formă cilindrică, cu o singură curbură, în planuri normale pe paramentul amonte. În anul 1928 s-a semnalat pentru prima dată, prin construcția barajului *Coolidge*, posibilitatea de a se construi elemente de reținere sub formă de cupole, cu curburi atît în planuri normale pe parament cît și în planuri meridiane. Această soluție s-a aplicat însă numai la cîteva baraje, în baza unor comparații tehnico-economice cu varianta clasică.

În ultima perioadă o serie de studii teoretice și experimentale [18] au fost consacrate stabilirii formei optime a elementelor de reținere. Încercările făcute prin metoda membranei, verificate apoi prin încercări structurale și prin calcule, au indicat ca optimă suprafața antifuniculară, rezultată pentru solicitările normale din apă și greutatea proprie. Această suprafață prezintă curbură importantă și în planul meridian, constituind de fapt o cupolă. Căderea spre aval este mult accentuată, iar grosimile sînt sporite în zona de racord cu contraforții. Materialul din cupolă lucrează exclusiv la compresiune, iar prin utilizarea lui la limita admisibilă se obțin economii de volum importante. O serie de asemenea soluții au fost adoptate pentru cîteva baraje ce urmează a fi construite în Spania și Portugalia [18].

39. Exemplificări

Barajul *Coolidge* din S.U.A. reprezintă cea mai remarcabilă realizare în domeniul barajelor cu cupole multiple. Înălțimea lui deasupra fundației este de 76,50 m și lungimea la coronament de 170 m. După cum se vede în figura 4-65, barajul este construit din trei cupole care transmit terenului sarcinile prin intermediul a doi contraforți, distanțați la 54,90 m și două culei. Cupolele, trasate sub forma unor suprafețe de revoluție în jurul unui ax înclinat, au grosimea la coronament de 1,25 m, iar în fundații de 6,30 m. Aceste dimensiuni cresc spre nașteri, unde legătura cu contraforții se face rigid, prin încastrare. În corpul contraforților sînt prevăzute două rosturi de contracție permanente.

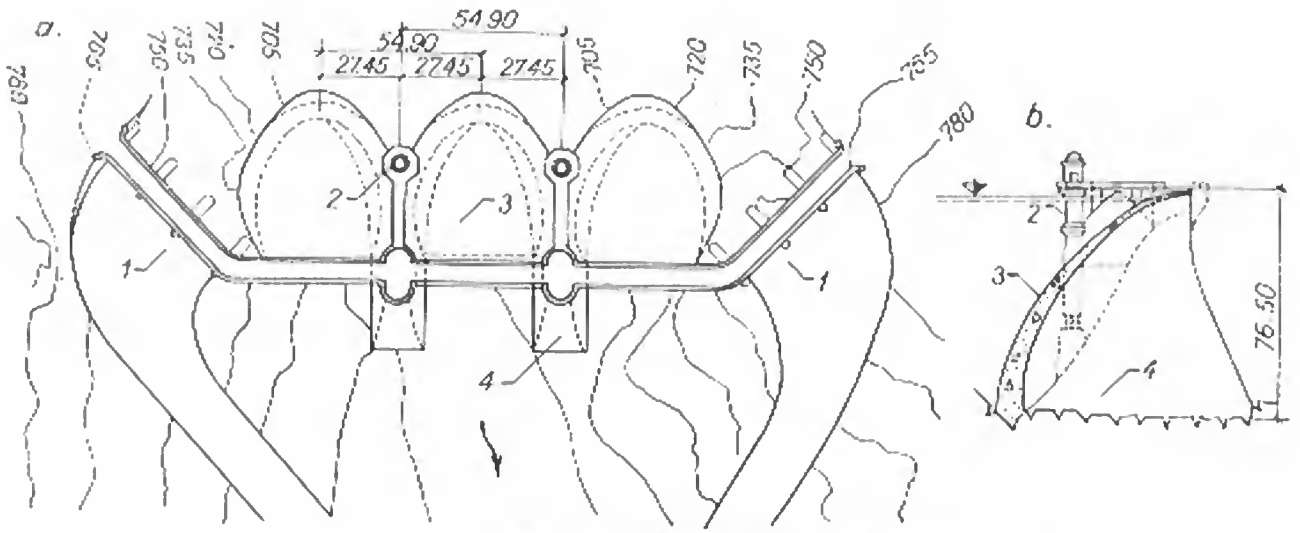


Fig. 4-65. Barajul Coolidge:
a — vedere în plan; *b* — secțiune prin cupola centrală; *1* — descărcător; *2* — turn de priză; *3* — cupolă; *4* — contrafort.

Soluția în cupole multiple a fost aleasă pe baza unei comparații tehnico-economice cu alte variante. Față de varianta cu bolți multiple nu au rezultat diferențe de cost, iar față de cea de greutate — arcuită s-au realizat economii de 20%. Cei 154 000 m³ de beton au fost turnați în 9 luni, timp egal cu jumătate din cel prevăzut în proiect.

Un caz aparte îl constituie barajul *D'Erraguène*, dat în exploatare în anul 1960 în Algeria (fig. 4-66). Cele 35 de cupole, cu deschiderea de 35 m fiecare și înălțimea de 80 m, au o formă torică, cu axa de revoluție orizontală. Curbura în planul meridian al cupolelor este inversă față de cea de la Coolidge, antrenînd un prism de apă amonte mult mai mare. Această dispoziție, deși introduce eforturi

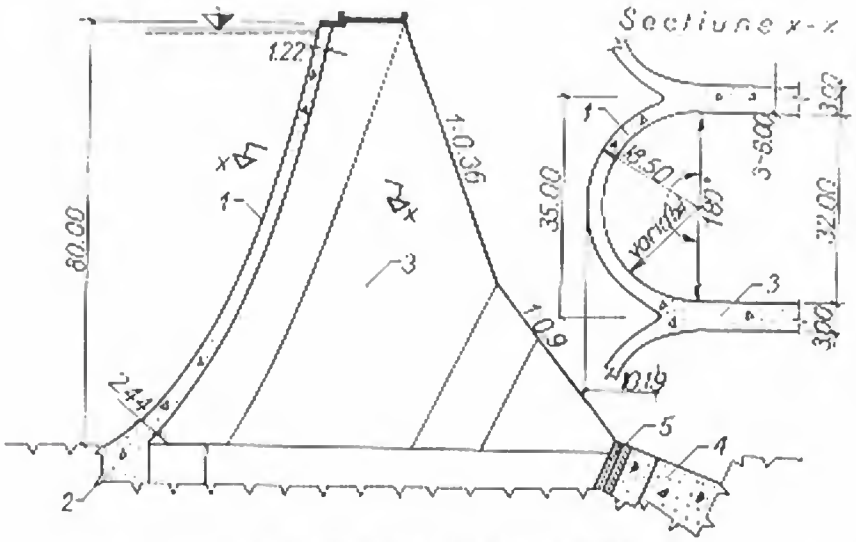


Fig. 4-66. Barajul D'Erraguène:
1 — boltă; *2* — vatră; *3* — contrafort; *4* — soclu de rezemare; *5* — prese plate.

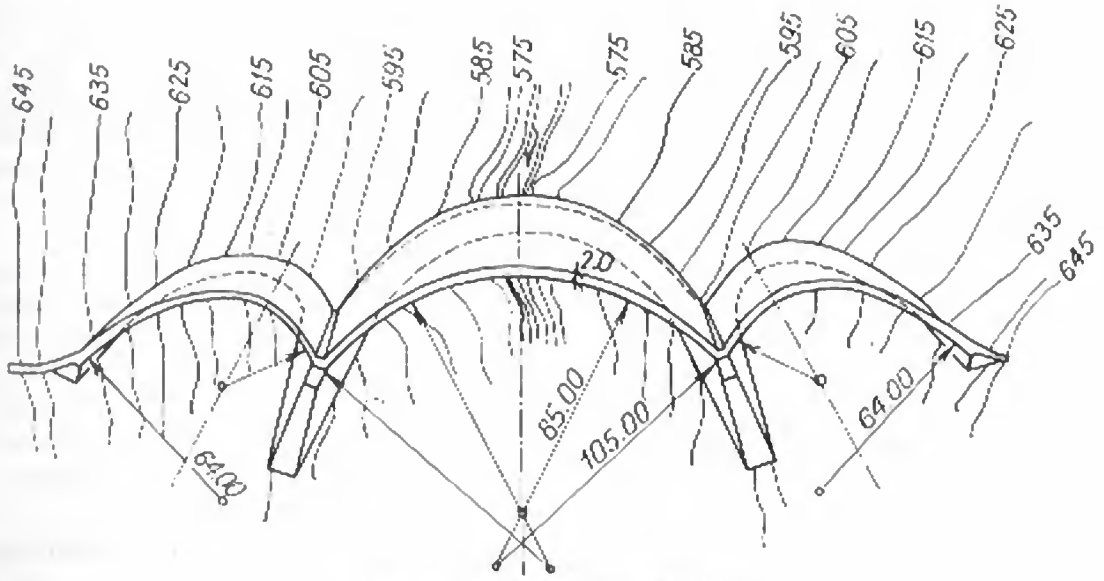


Fig. 4-67. Barajul Manzaneda.

de tensiune, mărește rigiditatea transversală a cupolei și evită flambarea contraforților. În plus, rezultanta presiunii hidrostatice este dirijată spre piciorul aval, unde este creat un reazem activ cu împingeri dirijate din aval spre amonte, prin intermediul unor prese hidraulice, dispuse ca la barajul Beni-Bahdel.

Grosimea bolților variază între 1,22 m la coronament și 2,44 m la bază. Contraforții au grosime variabilă pe verticală, de la 3,0 m la partea superioară la 6,0 m în fundație. Ei sînt realizați din beton simplu, avînd însă plase de armare la fețele laterale. Volumul total de beton turnat în baraj a fost de 260 000 m^3.

În figura 4-67 este schițată alcătuirea propusă pentru barajul *Manzaneda* din Spania. Înălțimea de retenție este în jur de 74 m. În zona centrală a văii este prevăzută o cupolă trasată din arce cu trei centre — trasare care materializează suprafața antifunicular rezultată din încercări. Deschiderea ei este de 147 m, iar grosimea variază de la 2 m la coronament, la 7 m în fundație. Lateral cupolei centrale se găsesc celelalte două cupole care se închid pe versanți, a căror formă a fost optimizată tot prin încercări. Este prevăzută de asemenea și o soluție combinată de precomprimare a arcelor și contraforților.

§ 6. PROBLEME SPECIALE DE CALCUL LA CONTRAFORȚI

40. Calculul eforturilor prin elasticitate

În calcule preliminare se obișnuiește a se determina eforturile care acționează de-a lungul paramentelor prin metoda elementară, expusă mai înainte pentru barajele de greutate masive. Această metodă se bazează pe ipoteza că, într-o secțiune orizontală, eforturile normale sînt repartizate liniar.

Pentru a cunoaște cu mai multă exactitate mărimea și repartiția eforturilor care acționează în corpul unui contrafort se poate utiliza teoria elasticității. În acest sens, *F. Tölke* [17] a rezolvat problema contraforților cu profil triunghiular și secțiune variabilă liniar cu adîncimea. Expresiile eforturilor astfel determinate sînt valabile pentru contraforți liberi în amonte, deci nelegați rigid cu plăcile sau bolțile. Calitativ, rezultatele se pot extinde și pentru alte moduri de rezemare a pereților de reținere.

Schema de calcul este prezentată în figura 4-68. Încărcarea care acționează pe paramentul amonte al contrafortului provine din presiunea hidrostatică, repartizată triunghiular, de la zero la valoarea maximă γHL — unde H este înălțimea barajului și L distanța dintre axele contraforților. Componenta normală pe parament a greutății proprii a elementului de reținere este distribuită după o lege trapezoidală, corespunzătoare variației liniare cu adîncimea a grosimii acestui element. Cu A_c și A_f sînt notate ariile transversale ale plăcii sau bolții la coronament și în fundație.

Pentru că eforturile caracteristice sînt orientate în lungul paramentelor sau normal pe ele, se adoptă un sistem de coordonate polar. Desprinzînd din contrafort un element infinit mic $r\Delta r\Delta\varphi$, pe fețele lui acționează forțele specifice t — de forfecare, n_r — normală radială și n_φ — normală perpendiculară pe rază, iar în centrul de greutate, forța masică. Prin scrierea ecuațiilor de echilibru se obține sistemul diferențial:

$$\begin{aligned} \frac{\partial n_r}{\partial r} + \frac{n_r}{r} - \frac{n_\varphi}{r} + \frac{1}{r}\frac{\partial t}{\partial \varphi} &= \gamma_b d\cos(\alpha - \varphi) \\ \frac{1}{r}\frac{\partial n_\varphi}{\partial \varphi} + \frac{2t}{r} + \frac{\partial t}{\partial r} &= \gamma_b d\sin(\alpha - \varphi). \end{aligned} \tag{48}$$

Grosimea dintr-un punct oarecare are expresia:

$$d = d_c + \frac{d_f - d_c}{H} r\cos(\alpha - \varphi). \tag{49}$$

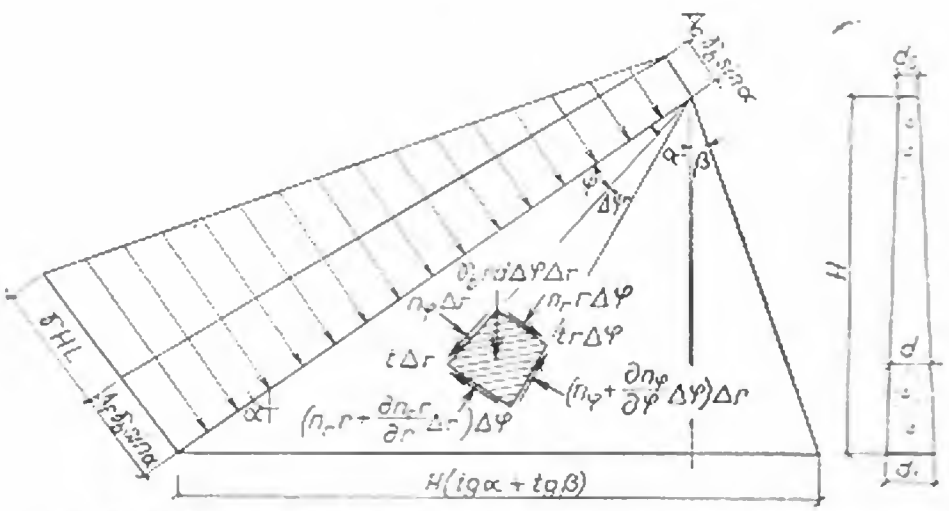


Fig. 4-68. Schemă de calcul a eforturilor prin teoria elasticității.

Înlocuind pe d din (49) în sistemul (48) se constată că forțele specifice pot fi exprimate cu ajutorul unei funcții $F(r, \varphi)$, asemănătoare cu funcția de efort *Airy*:

$$n_r = \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial F}{\partial r} + \gamma_b d_s r \cos(\alpha - \varphi) + \gamma_b \frac{d_i - d_s}{12H} r^2[2 - 3\cos 2(\alpha - \varphi)];$$

$$n_\varphi = \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} + \gamma_b d_s r \cos(\alpha - \varphi); \tag{50}$$

$$t = \frac{1}{r^2}\frac{\partial F}{\partial \varphi} - \frac{1}{r}\frac{\partial^2 F}{\partial r \partial \varphi} + \gamma_b \frac{d_i - d_s}{8H} r^2 \sin 2(\alpha - \varphi).$$

Această funcție, care trebuie să îndeplinească și condiția de biarmonicitate din elasticitatea plană, are pentru cazul studiat următoarea formă:

$$F(r, \varphi) = \frac{r^2}{2}(a_1 \cos 2\varphi + a_2 \sin 2\varphi + a_3 + a_4\varphi) + \frac{r^3}{6}(b_1 \cos 3\varphi +$$

$$+ b_2 \sin 3\varphi + 3b_3 \cos \varphi + 3b_4 \sin \varphi) + \frac{r^4}{12}(c_1 \cos 4\varphi + \tag{51}$$

$$+ c_2 \sin 4\varphi + 4c_3 \cos 2\varphi + 4c_4 \sin 2\varphi).$$

Coeficienții a_i, b_i și c_i sînt funcție numai de elementele plăcii din amonte și de unghiurile α și β pe care le fac cele două paramente cu verticala. Ei se determină din condițiile de contur:

amonte: $\varphi = 0$
$$n_\varphi = A_c\gamma_b \sin\alpha + r\left(\frac{A_f - A_c}{2H}\gamma_b \sin 2\alpha + L\gamma \cos\alpha\right) \tag{52}$$
$$t = 0,$$

aval: $\varphi = \alpha + \beta$
$$n_\varphi = 0 \tag{53}$$
$$t = 0.$$

Din funcția F astfel definită se deduc prin intermediul relațiilor (50) valorile forțelor specifice. Eforturile σ_r, σ_φ și τ corespunzătoare lor rezultă imediat:

$$\sigma_r = n_r/d; \tag{54}$$

$$\sigma_\varphi = n_\varphi/d; \tag{55}$$

$$\tau = t/d. \tag{56}$$

Expresiile finale sînt foarte lungi și greu de utilizat pentru calculele practice. Mult mai comod se determină eforturile radiale la cele două paramente, eforturi care coincid de fapt cu eforturile principale la adîncimea considerată:

$$\sigma_r \text{ amonte} = -\frac{1}{Hd_s + (d_i - d_s)\cos\alpha}\left\{HA_c\gamma_b f_1 \sin\alpha + r\cos\alpha[(A_f - \right.$$

$$- A_c)\gamma_b \sin\alpha + HL\gamma] f_3 - 2Hd_s\gamma_b r(f_5 \cos\alpha - f_4 \cos\beta) -$$

$$\left. - \frac{1}{4}(d_i - d_s)\gamma_b r^2\left(\frac{2}{3} + \cos 2\alpha - f_6 \sin 2\alpha + f_7 \sin 2\beta\right)\right\}; \tag{57}$$

$$\sigma_r \; aval = \frac{1}{Hd_s + (d_i - d_s)\cos\alpha}\left\{HA_c\gamma_b f_2 \sin\alpha + 2r\cos\alpha[(A_f - A_c)\,\gamma_b \sin\alpha + \right.$$

$$+ HL\gamma]f_4 + 2Hd_s\gamma_b r(f_5\cos\beta - f_4\cos\alpha) + \frac{1}{4}(d_i - d_s)\,\gamma_b r^2\left[\frac{2}{3} + \right.$$

$$\left.\left. + \cos 2\beta - f_6 \sin 2\beta + f_7 \sin 2\alpha\right]\right\}. \qquad (58)$$

În expresiile (57) și (58) coeficienții $f_1 \ldots f_7$ sînt funcții numai de unghiurile α și β și se pot determina cu ușurință din diagramele din figura 4-69 [17].

Pentru cazul unui baraj cu bolți multiple simplu rezemate pe contraforți, eforturile σ_r care acționează la baza barajului sînt prezentate în figura 4-70. Datele de calcul sînt: distanța între contraforți $L = 20$ m; bolți în plin cintru cu grosimea a coronament de 0,6 m și în fundație de 1,60 m; grosimea contrafortului variind liniar de la $d_s = 1{,}0$ m la $d_i = 4{,}0$ m; înclinarea paramentului amonte $\alpha = 40°$; înălțimea barajului $H = 60$ m. Panta paramentului aval variază între 5 și 30°. Se constată că:

— în majoritatea cazurilor eforturile principale sînt tensiuni în amonte și compresiuni în aval;

— mărimea lor descrește cu înclinarea paramentului aval, devenind numai compresiuni pentru $\beta > 25°$.

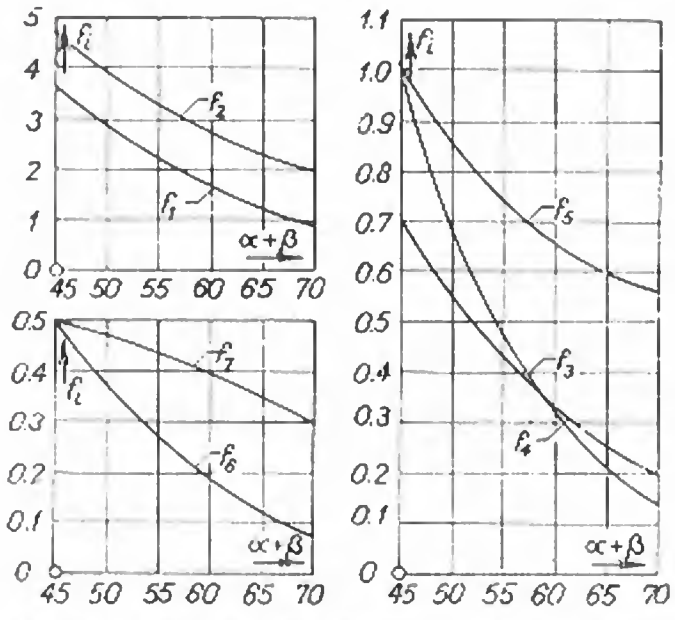


Fig. 4-69. Valorile coeficienților $f_i(\alpha, \beta)$ din relațiile (57) și (58).

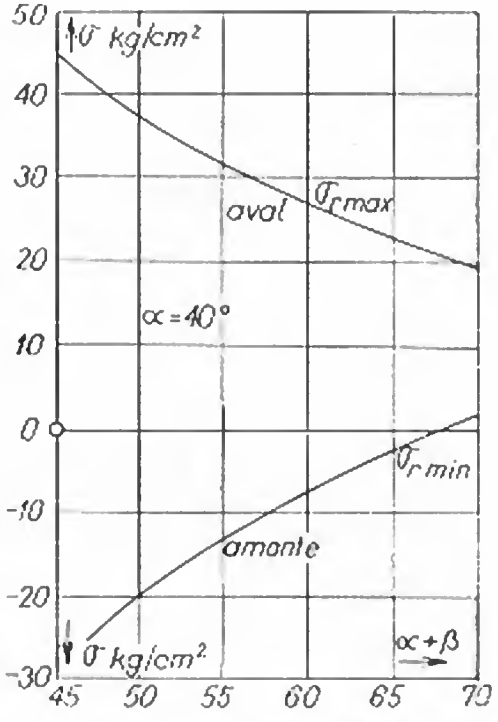


Fig. 4-70. Eforturi principale la cele două paramente.

41. Eforturi provocate de variațiile de temperatură

Problema se referă la barajele cu plăci de beton armat, la care plăcile reazemă liber pe contraforți. Deși legătura dintre plăci și consola de reazem a contrafortului se realizează constructiv în așa fel încît să permită deformația liberă a plăcii, forțele de frecare, care se dezvoltă la contact datorită deformațiilor din temperatură, produc în contrafort și în placă o stare de efort nefavorabilă. Tensiunile paralele cu paramentul amonte, care apar din această cauză, se suprapun cu cele din presiunea hidrostatică și măresc pericolul de fisurare. Armăturile înclinate care consolidează aceste zone tensionate trebuie sporite corespunzător.

Temperatura apei din lac variază în limite mai restrînse decît temperatura aerului din amplasament. Pe de altă parte, în timpul sezonului cald, barajul și deci și fața aval a plăcii, sînt supuse insolației. Aceste două fenomene fac ca între fețele plăcii să se producă diferențe de temperatură importante (15 ... 20°) care provoacă eforturi de încovoiere. Deformația fibrei aval a plăcii, ca și deformațiile provocate de variațiile uniforme de temperatură, fac ca la contactul dintre plăci și contrafort să apară forțe de frecare, care la rîndul lor provoacă eforturi în contrafort.

Se admite [19] că mărimea forței de frecare variază de-a lungul paramentului amonte după o lege de forma (fig. 4-71):

$$f = (k_0 + kr)(L_p - r) = k_0 L_p + (kL_p - k_0)\, r - kr^2, \tag{59}$$

unde: f — forța de frecare specifică;
L_p — lungimea paramentului amonte;
r — raza vectoare în punctul considerat;
k_0, k — constante.

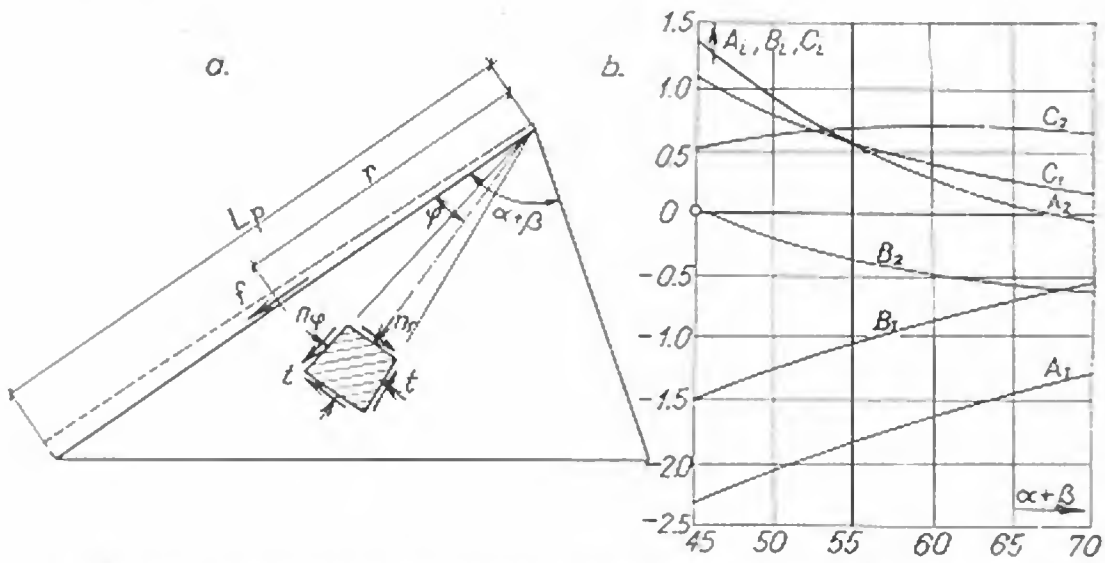


Fig. 4-71. Determinarea eforturilor produse de variațiile de temperatură:
a — schema de calcul; *b* — valorile coeficienților din constantele de integrare.

Forțele specifice n_r, n_φ și t din contrafort — cu aceleași semnificații ca mai înainte — se pot exprima și în acest caz cu ajutorul funcției de efort $F(r, \varphi)$:

$$n_r = \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial F}{\partial r};$$

$$n_\varphi = \frac{\partial^2 F}{\partial r^2}; \tag{60}$$

$$t = \frac{1}{r^2}\frac{\partial F}{\partial \varphi} - \frac{1}{r}\frac{\partial^2 F}{\partial \varphi \partial r}.$$

Forma funcției F este aceeași cu cea indicată de *Tölke* — relația (51). Constantele a_i, b_i și c_i se determină din condițiile la limită:

amonte $\varphi = 0$

$$\begin{aligned} n_\varphi &= 0 \\ t &= k_0 L_p + (kL_p - k_0)r - kr^2, \end{aligned} \tag{61}$$

aval $\varphi = \alpha + \beta$

$$\begin{aligned} n_\varphi &= 0 \\ t &= 0. \end{aligned} \tag{62}$$

Ele se pot exprima sub forma:

$$\begin{array}{llll} a_1 = k_0 L_p A_1 & a_2 = k_0 L_p A_2 & a_3 = -a_1 & a_4 = -2k_0 L_p (1 + A_2) \\ b_1 = (kL_p - k_0) B_1 & b_2 = (kL_p - k_0) B_2 & b_3 = -\frac{1}{3} b_1 & b_4 = -(kL_p - k_0)(1 + B_2) \\ c_1 = kC_1 & c_2 = kC_2 & c_3 = -\frac{1}{4} c_1 & c_4 = \frac{1}{2} k(1 - C_2) \end{array} \tag{63}$$

în care factorii A_i, B_i și C_i sînt funcții trigonometrice simple de unghiurile celor două paramente cu verticala. Mărimea lor rezultă din diagrama din figura 4-71, *b*.

Constantele k și k_0 din expresia forței de frecare, funcție de care sînt exprimați coeficienții funcției F, se determină punînd condiția de deformație egală a plăcii și contrafortului:

$$\omega \Delta T - \frac{P}{ELh} = \frac{n_r}{Ed}, \tag{64}$$

unde: ω — coeficient de dilatare termică a betonului;

ΔT — diferența de temperatură între fibrele amonte și aval ale plăcii;

$P = \int_0^r f \, dr = k_0 L_p r - (kL_p - k_0)\frac{r^2}{2} - k\frac{r^3}{3}$ — forța de frecare totală la nivelul r sub coronament;

E — modulul de elasticitate al betonului;

L — distanța dintre contraforți;

h — grosimea plăcii;

d — grosimea contrafortului.

Înlocuind pe n_r și P în relația (64) se obține în final:

$$hE\omega\,\Delta T + \left(2L_pA_1 - \frac{4}{3}\,rB_1 - r\,\frac{L_p d}{Lh} + \right.$$

$$\left. + \frac{r^2}{2}\,\frac{d}{Lh}\right)k_0 + \left(\frac{4}{3}\,L_p rB_1 + r^2C_1 - \frac{r^2}{2}\,\frac{L_p}{Lh} + \right.$$

$$\left. + \frac{r^3}{3}\,\frac{d}{Lh}\right)k = 0\cdot \qquad (65)$$

Din ecuația (65) se remarcă faptul că k și k_0 sînt de fapt dependenți de r. Păstrînd însă ipoteza simplificatoare, conform căreia acestea sînt constante unice, mărimea lor se determină punînd condiția (65), de deformații identice, în două puncte ale paramentului amonte [19], în mod normal la jumătatea lui $\left(r = \frac{L_p}{2}\right)$ și în fundație ($r = L_p$).

Odată cunoscuți coeficienții a_i, b_i și c_i ai funcției $F(r, \varphi)$, se pot calcula forțele specifice și apoi eforturile corespunzătoare lor. Pentru cazul unui baraj de 18 m înălțime, cu înclinarea paramentelor $\alpha + \beta = 62^\circ$ și cu proporții normale ale plăcii și contrafortului, au rezultat eforturile din figura 4-72. Valorile mari pe care le iau eforturile de tensiune σ_r și eforturile tangențiale τ, deși acoperitor calculate prin ipotezele admise, semnalează importanța solicitărilor termice în cazul acestor baraje.

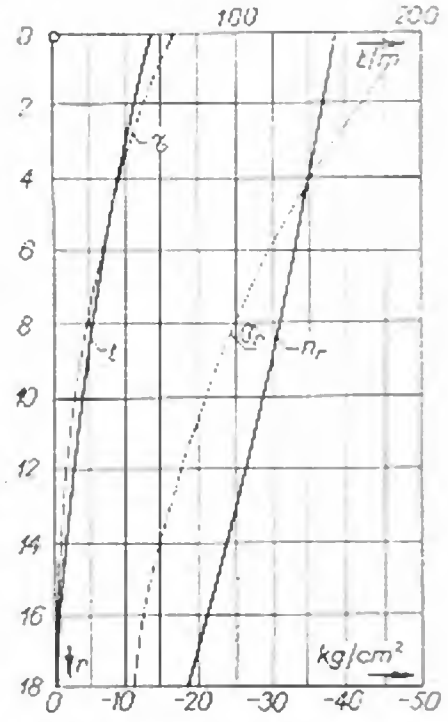


Fig. 4-72. Eforturi produse de diferențele de temperatură la paramentul amonte al contrafortului.

42. Stabilitatea la alunecare

Stabilitatea la alunecare a contraforților se calculează pe baza acelorași principii ca în cazul barajelor de greutate.

Formula care se aplică cel mai frecvent este:

$$k\Sigma H = f\Sigma V, \qquad (66)$$

în care: ΣH — suma forțelor orizontale care acționează asupra contraforților;

ΣV — suma forțelor verticale;

f — coeficientul de frecare statică beton-rocă;

k — coeficientul de siguranță la alunecare.

Pentru barajele de greutate masive se obișnuiește a se admite un coeficient de siguranță supraunitar, de ordinul 1,10 ... 1,20. În cazul barajelor cu contraforți, stabilitatea la alunecare crește prin încastrarea în teren a contraforților și a pereților de reținere din amonte. Legătura rigidă între aceste elemente contribuie și ea într-o măsură însemnată la capacitatea de rezistență la alunecare.

Ținînd seama de aceste aspecte, ca și de coeziunea care se realizează la o execuție îngrijită între beton și roca de fundație, *N. Rozanov* [15] recomandă următorii coeficienți de siguranță:

— pentru baraje evidate și cu contraforți-ciupercă $k = 0{,}80 \ldots 0{,}85$;
— pentru baraje cu plăci de beton armat $k = 0{,}75 \ldots 0{,}95$;
— pentru baraje cu bolți sau cupole multiple $k = 0{,}60 \ldots 0{,}75$.

Pentru alegerea unei anumite cifre k, se ține seama de condițiile geologice și de proprietățile geotehnice ale terenului de fundație, de dimensiunile și de forma fundațiilor și de modul de execuție al lucrării.

Dacă pe lîngă coeficientul de frecare statică f se cunoaște din încercările pe teren și coeziunea realizabilă între beton și rocă c, verificarea la alunecare se poate face prin relația cunoscută:

$$k \sum H = f \sum V + cA. \tag{67}$$

În acest caz coeficientul de siguranță trebuie să fie egal sau mai mare ca 4.

Stabilitatea la alunecare a unui contrafort se poate verifica și după relația propusă de *Scelkanov* [16]:

$$\frac{cA_1}{k_1 \sum H} + \frac{2\sigma_m' A}{k_2 \sum H} \geqslant 1, \tag{68}$$

în care (fig. 4-73):

A — suprafața tălpii contrafortului, în cm²;
$A_1 = (2h + d_1)l$ — suprafața părții inferioare a contrafortului, încastrată în stîncă sănătoasă, în cm²;
$\sum H$ — suma forțelor orizontale care acționează asupra contrafortului, în kg;
c — coeziunea specifică beton-rocă, în kg/cm²;
$\sigma_m = (\sigma_{am} + \sigma_{av})/2$ — efortul mediu vertical, în kg/cm²;
k_1 — coeficient de siguranță, egal cu 3;
k_2 — coeficient de siguranță, egal cu 1,3.

În cazul cînd încastrarea nu se face în rocă sănătoasă A_1 se ia egal cu A.

În lipsa determinărilor pe teren, pentru coeziunea specifică se pot admite următoarele valori:

— pentru roci stîncoase rezistente ..... 12 kg/cm²;
— pentru roci stîncoase cu rezistență medie ..... 8 kg/cm²;
— pentru roci stîncoase relativ slabe ..... 3 kg/cm².

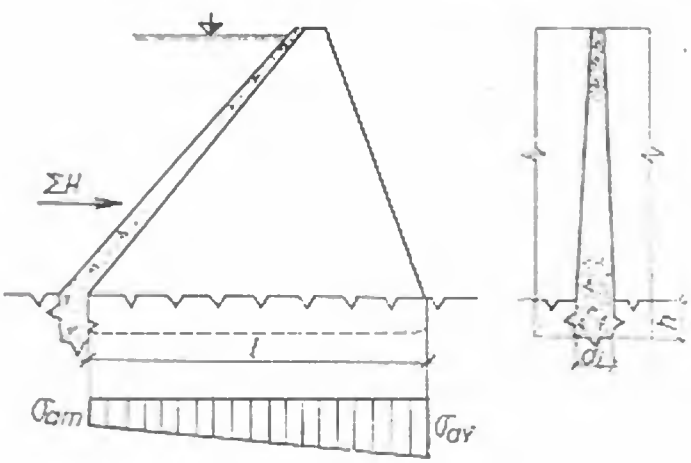


Fig. 4-73. Schemă pentru verificarea stabilității la alunecare.

43. Stabilitatea la flambaj

Contraforții barajelor înalte, solicitați la compresiune axială, sînt supuși pericolului de flambaj. Ei sînt încastrați la bază în fundație și sînt liberi la cele două paramente. Legătura realizată de elementele de reținere este limitată, dată fiind elasticitatea lor.

M. Chambaud [20] a studiat stabilitatea la flambaj a contraforților contravîntuiți cu grinzi longitudinale ca în figura 4-74, *a*. El face ipoteza că un contrafort este constituit dintr-o serie de stîlpi independenți, cu laturile paralele cu paramentul aval și lățimea egală cu distanța dintre șirurile de contravîntuiri. Grosimea contrafortului se admite constantă și egală cu grosimea medie în lungul stîlpilor. Greutatea proprie se neglijează. Efectul grinzilor de rigidizare este asimilat cu acela dat de un mediu elastic echivalent, de caracteristică elastică k.

Ecuația diferențială a fibrei medii deformate pentru o grindă cu momentul de inerție I, aflată într-un mediu elastic continuu și încărcată la capăt cu o forță P, este:

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + P\frac{d^2y}{dx^2} + ky = 0, \tag{69}$$

în care coeficientul de pat k este considerat repartizat pe lățimea b a stîlpului, iar sistemul de axe este cel din figura 4-74, *b*. Dacă T este forța tăietoare din stîlp, conform ipotezei lui *Winkler* există relația $\frac{dT}{dx} = -ky$. Făcînd înlocuirea, ecuația (69) devine o ecuație diferențială liniară cu soluția generală:

$$y = A\sin mx + B\cos mx + C\sin nx + D\cos nx. \tag{70}$$

Pentru determinarea constantelor de integrare A, B, C și D se pun condițiile la limită:

$$x = 0 \qquad y = 0; \qquad \frac{dy}{ds} = 0; \tag{71}$$

$$x = L \qquad \frac{d^2y}{dx^2} = 0;\ T = EI\frac{d^3y}{dx^3} + P\frac{dy}{dx} = 0, \tag{72}$$

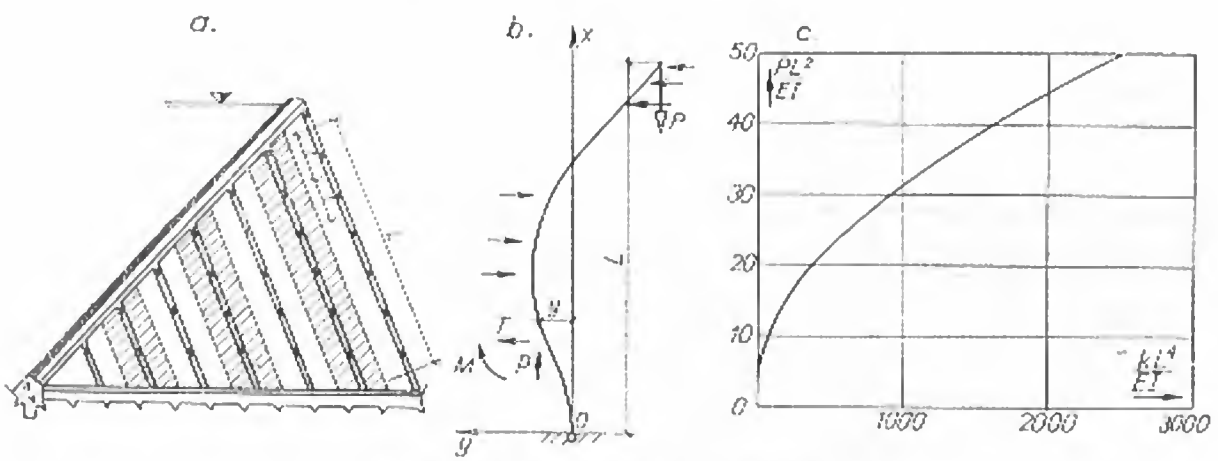


Fig. 4-74. Flambajul contraforților:
a — schema de calcul; *b* — sistemul de axe; *c* — sarcina critică de flambaj.

în care expresia lui T provine din integrarea în raport cu x a ecuației (69). Sistemul de condiții (71) și (72) este un sistem omogen, care pentru compatibilitate trebuie să aibă matricea coeficienților egală cu zero. Din această condiție, care revine de fapt la posibilitatea de existență a fibrei deformate fără a se pierde stabilitatea, se deduce expresia forței critice:

$$P_{cr} = \psi \frac{EI}{L^2}, \tag{73}$$

în care $\psi = \frac{P_{cr}L^2}{EI}$ este funcție de raportul $\frac{KL^4}{EI}$. Corelația dintre ψ și $\frac{KL^4}{EI}$ este dată grafic în figura 4-74, *c*. Se precizează că în relația (73) cu I s-a notat momentul de inerție al stîlpului decupat din contrafort, în raport cu axa longitudinală a contrafortului.

Pentru valori $KL^4/EI \geq 500$ forța critică de flambaj poate fi calculată prin formula aproximativă:

$$P_{cr} = \sqrt[3]{kEI}. \tag{74}$$

Pentru determinarea coeficientului de pat se admite în mod acoperitor că toți contraforții flambează simultan și în aceeași parte, și că grinzile de rigidizare sînt continue în tot barajul, de la un versant la celălalt (fig. 4-75). Dacă se notează cu u scurtarea sau întinderea grinzilor datorată forțelor transmise de contraforți, forța axială din ele, repartizată pe unitatea de lungime, este $EA \frac{d^2u}{dz^2}$; A reprezintă aria transversală a grinzii. Reacțiunea pe care ar transmite-o un mediu elastic continuu ar fi conform ipotezei lui *Winkler* $k \frac{u}{l} h$, ținînd seama că înlocuiește contravîntuirile pe un cîmp de înălțime h. Din echivalarea celor două forțe:

$$EA \frac{d^2u}{dz^2} = k \frac{h}{l} u, \tag{75}$$

și înlocuind în ecuația diferențială obținută condițiile la limită: la versant $u = 0$, în dreptul contrafortului studiat $u = u_{max}$, se obține expresia coeficientului de pat:

$$k = \frac{\pi EAl}{D^2 h}, \tag{76}$$

cu notațiile din figura 4-75.

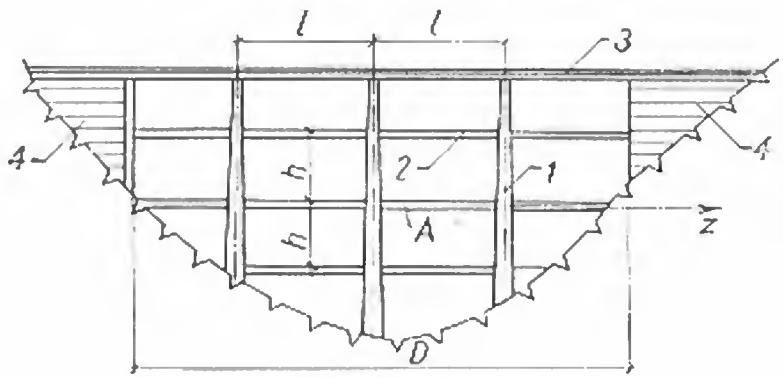


Fig. 4-75. Dispunerea contravîntuirilor:

1 — contrafort; *2* — grindă de contravîntuire; *3* — coronament; *4* — baraj de greutate.

Dacă grinzile de contravîntuire sînt legate rigid de contraforți, pe lîngă efectul de mediu elastic, apar o serie de momente de încovoiere care se opun flambajului, provocate de încastrarea din punctele de contact. Forța critică se mărește corespunzător, avînd expresia:

$$P'_{cr} = P_{cr} + \frac{12\,EJ}{lh}, \tag{77}$$

în care J reprezintă momentul de inerție al grinzii de contravîntuire.

Odată determinată forța critică de flambaj P_{cr}, aprecierea stabilității contrafortului se face comparînd efortul $\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{bd_m}$ (unde d_m este grosimea medie a contrafortului) cu efortul maxim produs în contrafort de solicitările normale. În relația:

$$\sigma_{cr} \leqslant \eta\sigma_{max}, \tag{78}$$

η reprezintă coeficientul de siguranță la flambaj. Se recomandă ca acest coeficient să fie de circa 1,5 ... 2,0.

Este de remarcat că ipotezele care stau la baza acestei metode de calcul sînt destul de aproximative, înlocuind reacțiunile punctuale prin reacțiuni continue și neținînd seama de efectul greutății proprii a contraforților.

N. Rozanov [15] a rezolvat problema stabilității la flambaj a contraforților liberi, fără grinzi de rigidizare, ținînd seama de variația grosimii lor în adîncime și de efectul greutății proprii. Studiul teoretic l-a făcut prin metoda energiei potențiale și a verificat ipotezele referitoare la modul de deformare a fibrei medii prin încercări pe modele.

Forța critică de flambaj P_{cr}, pentru un element de lungime L și lățime b desprins din contrafort (fig. 4-76), se poate calcula după formula:

$$P_{cr} = \psi(\xi,\ \theta)\frac{EI_m}{L^2}, \tag{79}$$

în care: $\psi(\xi, \theta)$ — coeficient care se citește în diagrama 4-76;

E — modulul de elasticitate al betonului;

$I_m = \frac{bd_m^3}{12}$ — momentul de inerție al elementului considerat, în secțiunea cu grosimea medie;

$$\xi = \frac{4(\sigma_{1i}\theta_1 - 2\sigma_{1m})}{4\,\sigma_{1m} - \sigma_{1i}\theta_1};$$

σ_{1i} — efortul principal la paramentul aval, în fundație;

σ_{1m} — idem, în punctul de grosime medie a contrafortului;

$\theta_1 = d_i/d_m$ — raportul între grosimea contrafortului la partea inferioară și grosimea medie $d_m = \frac{1}{2}(d_i + d_s)$;

$\theta = d_i/d_s$ — raportul între grosimea contrafortului la partea inferioară și grosimea la partea superioară.

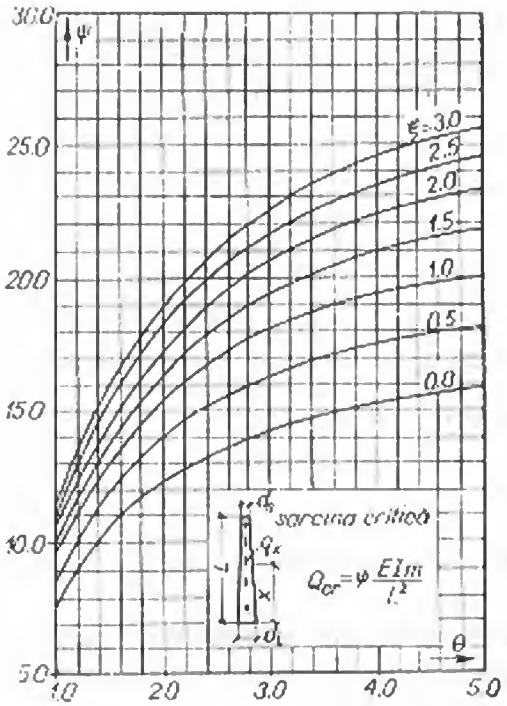


Fig. 4-76. Variația funcției ψ (ξ, 0).

Contrafortul poate fi considerat rezistent la flambaj cînd raportul efortului dat de încărcarea critică P_{cr} față de cel real este mai mare decît o valoare impusă și anume:

$$\frac{P_{cr}}{bd_1}\cdot\frac{1}{\sigma_{z1}} \geqslant k\beta. \qquad (80)$$

În relația (80), k este coeficientul de siguranță care poate fi admis 2,5 ... 3,0, iar β un coeficient prin care se ține seama de aproximațiile metodei și care se apreciază:

— pentru fundații în roci rezistente ..... 1,0 ... 1,1;

— pentru fundații în roci medii ..... 1,2 ... 1,3;

— pentru fundații în roci slabe ..... 1,5 ... 1,6.

Pentru contraforții casetați, preferați în cazul deschiderilor mai mari, aprecierea stabilității la flambaj se face prin relații cu aceeași structură. Se admite că pereții transversali ai casetelor sînt orientați paralel cu paramentul aval (fig. 4-77) și că sînt alcătuiți din o serie de grinzi transversale dispuse la distanța a pe verticală. Se studiază tot un stîlp independent decupat din contrafort, de lățime b egală cu distanța dintre pereții transversali ai casetei. Expresia forței critice este în acest caz [15]:

$$P_{cr}=\frac{\pi^2 EI_c}{4L^2}\cdot\frac{\omega}{k}; \qquad (81)$$

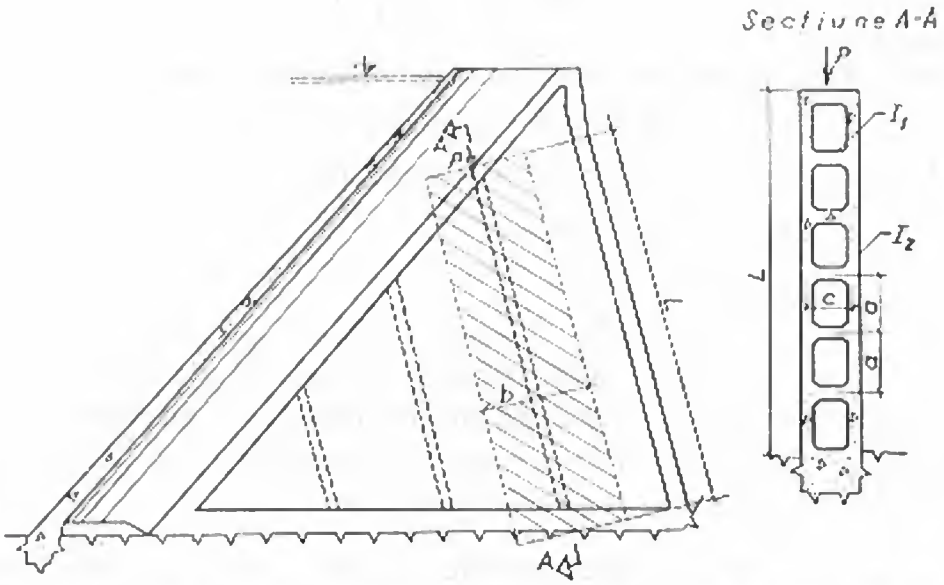


Fig. 4-77. Schema de calcul a stabilității la flambaj a contraforților casetați.

unde:

$$\omega = \frac{2n^2}{\pi^2}\left(1 - \cos\frac{\pi}{n}\right), \tag{82}$$

și

$$k = 1 + \frac{\pi^2 EI_c}{4L^2}\left(\frac{ac}{12\,EI_1} + \frac{a^2}{24\,EI_2}\right)\omega. \tag{83}$$

În relațiile (81), (82) și (83) s-au făcut următoarele notații:

I_c — momentul de inerție longitudinal al casetei contrafortului, considerat în plan orizontal pe lățimea de decupaj b;

a — distanța între grinzile transversale de contravîntuire;

$n = \frac{L}{a}$ — numărul de grinzi;

c — distanța între axele pereților casetei;

I_1 — momentul de inerție al grinzilor transversale de contravîntuire;

I_2 — momentul de inerție longitudinal al pereților casetei.

Verificarea stabilității la flambaj se face pe baza lui P_{cr} cu una din relațiile (78) sau (80). Coeficientul de siguranță recomandat este 1,50 ... 2,0.

BIBLIOGRAFIE

1. Kelen, N. *Die Staumauern.* Berlin, 1926.
2. Stucky, A. *Mesures et observations sur le barrage de la Dixence.* Messungen, Beobachtungen und Versuche an Schweizerischen Talsperren, Bern, 1946.
3. Davis, C., Sorensen, K. *Handbook of applied hydraulics.* New York, 1969.
4. Oleșkevici, L. *Baraje de beton evidate fundate pe rocă* (în limba rusă). Moscova, 1968.
5. Marcello, C. *La diga Bau Muggeris sull'alto corso del Flumendosa.* L'Energia Elettrica, nr. 6, 1951.
6. Spagnoletti, S. *Il comportamento rilevato nella diga di Ancipa.* L'Energia Elettrica, nr. 4, 1962.
7. Prișcu, R., Căciulescu, St. *Studiu asupra barajelor evidate.* Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr. 4, 1957.
8. Noetzli, F. *Ueber einige neue Arten von Pfeiler — Staumauern.* Der Bauingenieur, nr. 13, 14, 1933.
9. Prișcu, R., Stoian, A. *Studiu asupra barajelor cu contraforți-ciupercă.* Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr. 4, 1961.
10. Prișcu, R., Popovici, A. *Optimizarea profilelor la barajele de greutate și cu contraforți.* Buletinul științific ICB, nr. 4, 1970.
11. Testa, A., Spagnoletti, S. *Un metodo per la determinazione degli sforzi di taglio in un elemento di diga a gravita alleggerito.* L'Energia Elettrica, nr. 3, 1961.
12. Colectiv slovac. *Culegere de lucrări privind barajele cu contraforți* (în limba slovacă). Bratislava, 1955.
13. Ilie, L., Neculce, L. *Calculul eforturilor în baraje cu contraforți-ciupercă prin metoda rețelelor.* Hidrotehnica, nr. 5, 1966.

14. Sarkaria, G. *Massive buttress dams.* The Indian concrete journal, july, 1960.
15. Rozanov, P. *Baraje cu contraforți* (în limba rusă). Moscova, 1949.
16. Ganev, I., Pasev, A., Nicolov, S., ș.a. *Baraje — proiectare și execuție* (în limba bulgară). Sofia, 1965.
17. Tölke, F. *Talsperren.* Berlin, 1938.
18. Rocha, M., Serafim, L., Fernandes, A. *Experimental studies of multiple arch dams.* Tehnical peaper nr. 202 LNEC, Lisabon, 1963.
19. Schödt, R. *Über Temperaturschäden bei Pfeilerstaumauern.* Der Bauingenieur, März, 1942.
20. Chambaud, M. *La stabilité au flambement des grands barrages à contreforts.* Travaux, nr. 50, 1937.

CAPITOLUL 5

BARAJE DE PIATRĂ

§ 1. SCURT ISTORIC

1. Date statistice

Barajele de piatră, realizate sub o formă mai simplă decît cele care se construiesc astăzi, sînt cunoscute din cele mai vechi timpuri. Se cunosc baraje de piatră construite din secolele XVI—XVII.

În tabelul 5-1 se prezintă o statistică a barajelor de piatră [1] cu înălțimea mai mare de 15 m. Se constată aplicarea tot mai frecventă a acestui tip de baraj în ultimele decenii.

TABELUL 5-1

Perioada	Tipul de baraj	
	Anrocamente	Anrocamente și pămînt
1850—1899	3	6
1900—1919	27	24
1920—1939	36	28
1940—1949	23	12
1950—1959	74	27
1960—1962	33	26
Total pînă în 1962	196	123
În construcție în 1962	42	19
În proiectare în 1962	43	30

2. Clasificare

Barajele de piatră sînt alcătuite dintr-o umplutură de piatră, care formează corpul de rezistență și dintr-un element de etanșare a acestui corp. După materialul din care se realizează umplutura (fig. 5-1,) se deosebesc următoarele patru categorii de baraje [2]:

— *baraje de anrocamente*, realizate din piatră aruncată (neașezată) (fig. 5-1, *a*);

— *baraje de zidărie uscată*, realizate din piatră așezată regulat (fig. 5-1, *b*);

— *baraje de anrocamente și zidărie*, cu corpul executat parțial din anrocamente și parțial din zidărie (fig. 5-1, *c*);

— *baraje de piatră și pămînt*, cu corpul executat parțial din piatră, de obicei sub formă de anrocamente și parțial din pămînt (fig. 5-1, *d*); acest ultim tip de baraj, denumit și mixt, face trecerea de la barajele de piatră la cele de pămînt, dar

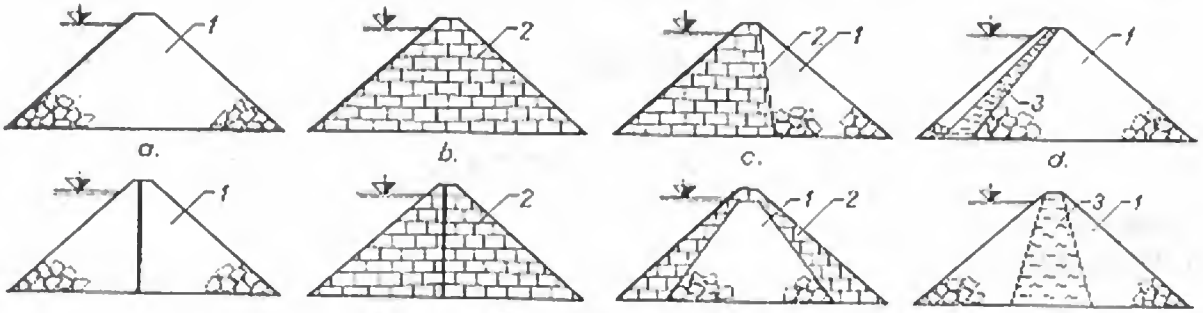


Fig. 5-1. Tipuri de baraje de piatră:
a — de anrocamente; *b* — de zidărie uscată; *c* — de anrocamente și zidărie; *d* — de anrocamente și pămînt; *1* — anrocamente; *2* — zidărie; *3* — pămînt.

se consideră în general ca un tip de baraj de piatră, fiindcă în majoritatea cazurilor piatra reprezintă partea principală din corpul barajului.

Elementul de etanșare al unui baraj de piatră poate fi dispus în interiorul corpului, de obicei la mijloc, în care caz poartă denumirea de *diafragmă*, *sîmbure* sau *nucleu*, sau pe paramentul amonte al corpului, cînd poartă denumirea de *ecran* sau *mască*. Etanșarea poate fi realizată din materiale rigide (lemn, metal, beton, beton armat, torcret) sau plastice (pămînturi argiloase, materiale bituminoase, materiale plastice etc.).

3. Cele mai înalte baraje

Baraje de anrocamente (de piatră aruncată-neașezată), cu ecrane de beton, s-au executat pînă la înălțimea de 114 m. Cele mai înalte baraje de acest tip sînt:

Paradela (Portugalia) $H = 114$ m;

Salt Springs (S.U.A.) $H = 100$ m.

Baraje de zidărie (piatră așezată) s-au executat pînă la înălțimi în jur de 80 m. Dintre cele mai înalte se citează:

Malpaso (Chile) $H = 78$ m (din anrocamente și zidărie);

Ghrib (Algeria) $H = 72$ m.

Recordurile de înălțime ale barajelor de piatră sînt deținute de barajele de tip mixt (anrocamente și pămînt). Printre cele mai înalte baraje de anrocamente, cu etanșare din nucleu de argilă sînt:

Keban (Turcia) $H = 207$ m;

Gepatsch (Austria) $H = 153$ m.

Cele mai înalte baraje de anrocamente cu etanșare din ecran de argilă sînt:

Miboro (Japonia) $H = 131$ m;

Brownlee (S.U.A.) $H = 123{,}5$ m;

Angat (Filipine) $H = 120$ m.

4. Stadiul în țara noastră

Primul baraj de anrocamente construit în țara noastră este barajul *Sadu-Gorj* de 16 m înălțime, intrat în exploatare în anul 1940. În anul 1949 a intrat în funcțiune barajul *Gozna* pe rîul Bîrzava, cu înălțimea de 45 m, care timp de mai mulți ani a deținut recordul de înălțime al barajelor din țara noastră. Între 1963—1966 s-a construit barajul *Bălan* pe Olt, de 22 m înălțime.

În ultimii ani s-au executat sau se găsesc în construcție și în țara noastră baraje de mare înălțime, la nivelul ultimelor realizări tehnice din acest domeniu: barajul *Vidra-Lotru*, din anrocamente cu nucleu de argilă, avînd înălțimea maximă de 121 m, barajul *Valea de Pești*, din anrocamente cu ecran de beton bituminos și înălțimea maximă 56 m, barajul *Leșu-Iad*, din anrocamente cu ecran de beton, cu înălțimea maximă 61 m și altele.

Odată cu perfecționarea tehnologiei de execuție, obținută pe baza experienței înregistrate la lucrările construite pînă acum, barajelor de piatră li se deschide un cîmp larg de aplicare în țara noastră. Pentru următorii ani se prevede intrarea în execuție a unor mari baraje de anrocamente ca: *Mărișelu-Someș* ($H = 102$ m), *Oașa-Sebeș* ($H = 106$ m), *Cerna* ($H = 90$ m) etc.

§ 2. CONDIȚII NATURALE

5. Condiții geologice

Un baraj de piatră transmite terenului de fundație eforturi mai mici decît un baraj de beton de înălțime egală, dar mai mari decît un baraj de pămînt. Ca urmare, în privința calității terenului de fundație, acest tip de baraj necesită condiții mai ușoare decît barajele de beton, dar mai severe decît barajele de pămînt.

Terenului de fundație i se cer calități care să asigure tasări reduse și stabilitate sub acțiunea sarcinilor transmise de baraj, permeabilitate redusă și rezistență ridicată la acțiunea apelor de infiltrație.

Aceste condiții sînt satisfăcute în primul rînd de terenurile stîncoase, de diferite calități și chiar de cele formate din roci mai slabe. De asemenea, unele terenuri nestîncoase satisfac aceste condiții. Astfel, terenurile formate din blocuri mari, din pietriș grosier sau bolovăniș și în general depozitele vechi de materiale grosiere, bine îndesate, sînt acceptabile din punctul de vedere al tasărilor și stabilității. Problemele de infiltrație se pot rezolva prin pinteni de etanșare, adînciți sub baraj pînă la stratul impermeabil și prin măsuri speciale de drenare a apelor infiltrate.

Sub același aspect, însă numai pentru baraje sub 30 ... 40 m înălțime, pot fi acceptate terenurile bine îndesate formate din granule mai mici cum ar fi: nisipurile grosiere, argilele, argilele nisipoase compacte etc. La aceste terenuri rezistența la acțiunea apelor de infiltrație este mai scăzută. Depunerile din materiale fine și cu coeziune slabă, ca: nisipurile fine, argilele nisipoase slabe, mîlul, turba și altele, sînt foarte tasabile și foarte sensibile la infiltrații. Aceste terenuri pot refula sub sarcinile transmise de baraj și nu sînt acceptabile ca terenuri de fundație.

Accidentele tectonice pot influența de asemenea asupra soluției. În figura 5-2 se prezintă barajul *Brownlee*, la care s-a aplicat soluția cu un ecran mult înclinat

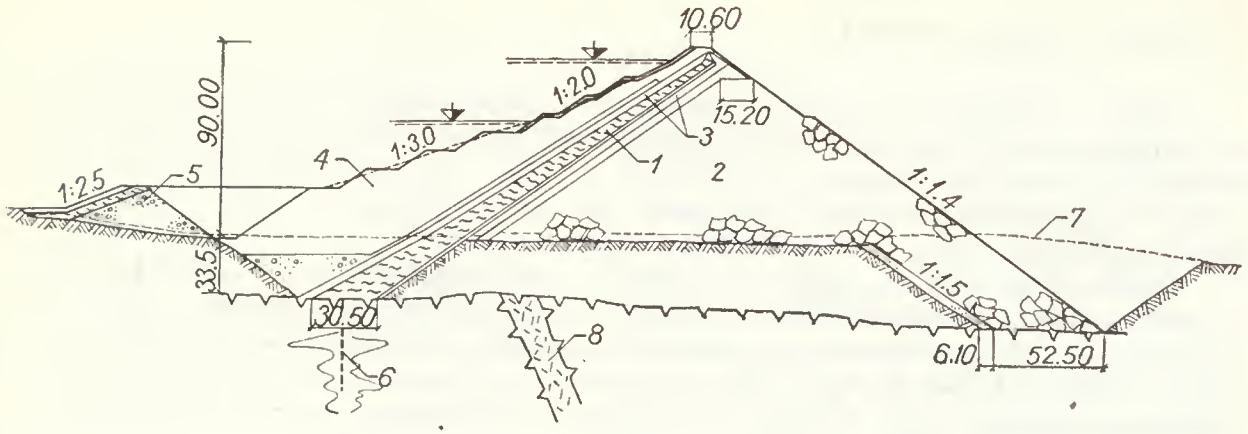


Fig. 5-2. Barajul Brownlee — secțiune transversală:
1 — ecran impermeabil; *2* — anrocamente; *3* — zone filtrante; *4* — umplutură amonte; *5* — batardou amonte; *6* — perdea de injecții; *7* — linia terenului; *8* — falie în terenul de fundație.

în amonte, astfel încît elementul de etanșare să evite o zonă de falii adînci în terenul de fundație [3].

În funcție de natura și calitățile terenului de fundație se poate alege tipul de baraj de piatră. Pe terenuri mai neomogene, sau mai puțin consolidate, sînt indicate barajele cu ecrane sau nuclee de pămînt, care sînt mai puțin sensibile la tasări și care transmit eforturi mai mici fundației. Ca exemplu se citează barajul *Bersimis* (fig. 5-3), care în condițiile unei fundații formate parțial din depozite neomogene, de peste 30 m grosime, s-a executat din anrocamente cu ecran de pămînt.

Barajele de anrocamente cu ecrane de beton și cele de zidărie cer fundații mai bune, fiind indicate în cazul rocilor stîncoase sau depozitelor vechi, foarte bine consolidate.

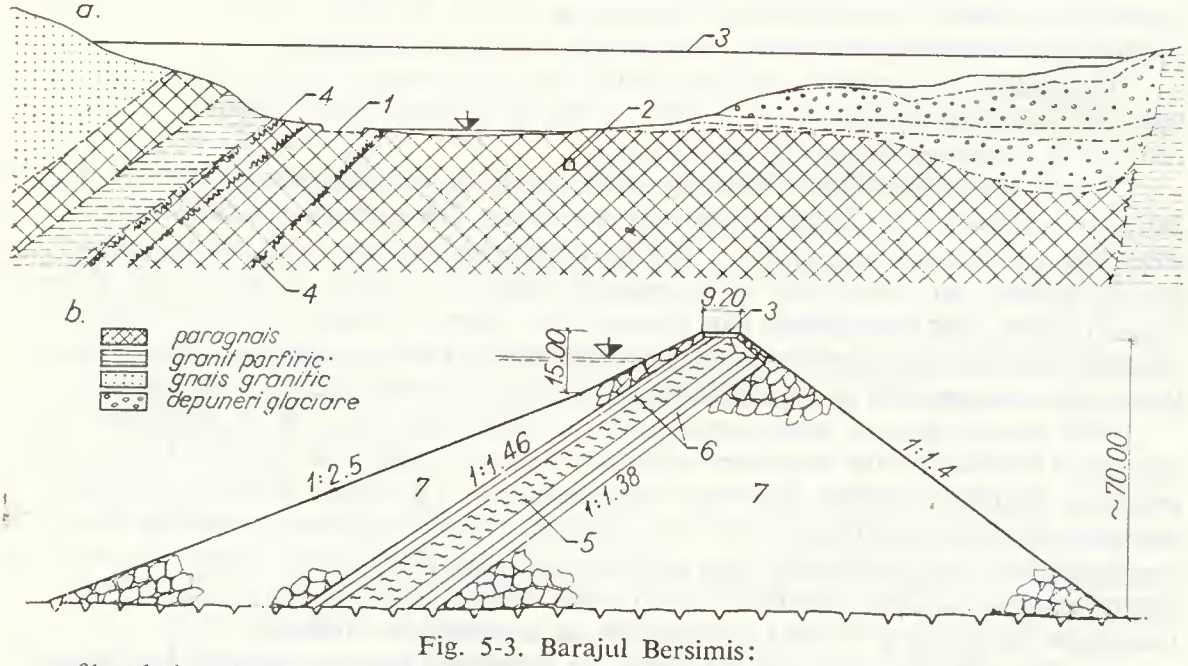


Fig. 5-3. Barajul Bersimis:
a — profil geologic în axul barajului; *b* — secțiune transversală; *1* — canal de deviere; *2* — galerie de deviere; *3* — coronament; *4* — falii; *5* — ecran impermeabil; *6* — zone de tranziție; *7* — anrocamente.

6. Condiții morfologice

Barajele de piatră nu cer condiții morfologice speciale. Ele se pot înscrie în văi de orice formă, acest fapt constituind unul din avantajele acestor baraje. Ca exemplificare, în figura 5-4, se prezintă barajul *Paradela* (Portugalia) [4], un baraj de înălțime mare ($H = 114$ m), înscris într-o vale de formă oarecare. Se remarcă curbarea ușoară spre amonte a barajului, pentru a preveni apariția unor eforturi de întindere în ecran și pe paramentul aval, în urma deplasării spre aval a barajului ca urmare a acțiunii presiunii hidrostatice. Această măsură constructivă este întîlnită foarte des în cazul barajelor de anrocamente ($R_{curbură} = 400 \ldots 1\,000$ m).

Barajele de piatră suportă tasări în timpul construcției și ulterior, în timpul exploatării. Forma văilor influențează modul de tasare al barajelor. În văi simetrice, cu pantele versanților nu prea abrupte (sub 45°), tasările sînt oarecum uniforme și pentru prevenirea efectelor lor sînt necesare măsuri constructive relativ simple.

În văi asimetrice, cu unul sau ambii versanți abrupți, tasările sînt neuniforme, rezultînd deformații și deplasări importante ale materialului din baraj, mai greu de controlat. Aceste deformații neuniforme au un efect negativ asupra ecranelor, în special asupra ecranelor rigide, care sînt expuse unor eforturi mari, generatoare de fisuri periculoase. La execuția barajelor în astfel de condiții morfologice sînt necesare măsuri speciale, fie aplicînd ecrane plastice, mai puțin sensibile la tasări neuniforme, fie aplicînd ecrane rigide, cu rosturi special amenajate, care să permită deformarea acestora fără periclitarea etanșeității.

Morfologia văii poate influența asupra alegerii soluției, în special asupra amplasării descărcătorilor de ape mari și a lucrărilor de deviere a apelor în timpul construcției. Pregătirea versanților în văile înguste, cu versanții abrupți, este mai dificilă în special în zona de legătură cu ecranul.

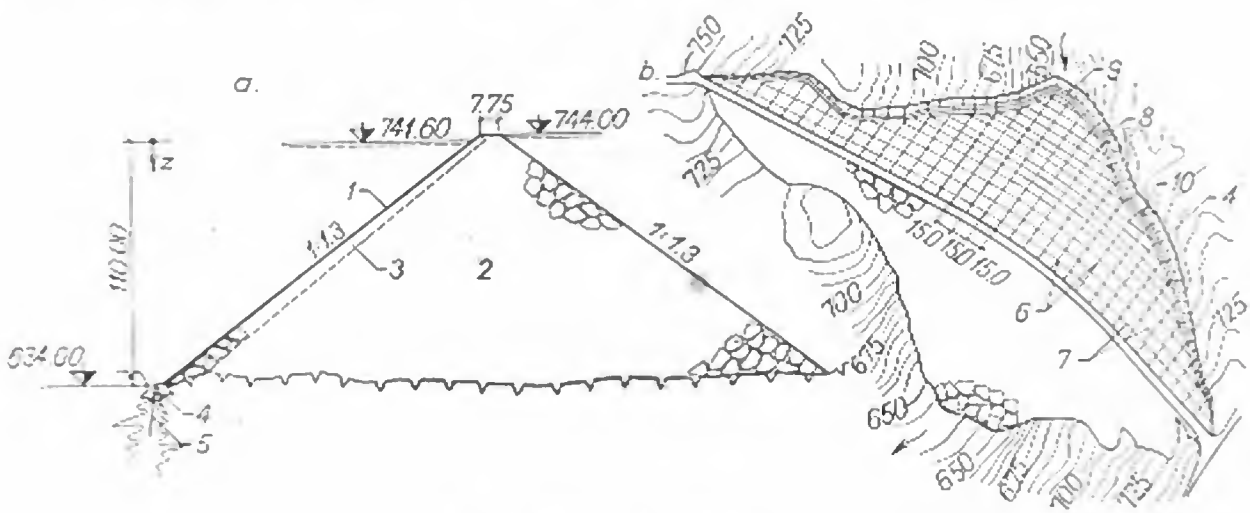


Fig. 5-4. Barajul Paradela:

a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — ecran de beton armat; *2* — anrocamente; *3* — anrocamente așezate; *4* — vatră; *5* — perdea de injecții; *6* — rosturi verticale; *7* — rosturi orizontale; *8* — plăci de legătură; *9* — primul rost perimetral; *10* — al doilea rost perimetral.

7. Condiții climatice și hidrologice

Punerea în operă a anrocamentelor este puțin influențată de condițiile climatice. Anrocamentele pot fi puse în operă pe timp de ploaie și de asemenea în perioadele de temperaturi scăzute, luîndu-se măsuri speciale. În schimb, punerea în operă a argilei trebuie întreruptă pe timp de ploaie sau temperaturi negative. De aceea în regiunile cu precipitații ridicate și dese se recomandă aplicarea ecranelor rigide, mai puțin influențate de condițiile climatice.

Influența reliefului este legată de existența cu prioritate a unor materiale de construcție specifice în zonă, care decid alegerea soluției. De exemplu, în regiuni de șes sînt favorizate tipurile de baraje de pămînt, care folosesc materialele aluvionare din albiile rîurilor. În zonele muntoase predomină barajele de anrocamente, care folosesc piatra exploatată din cariere. La noi în țară, unde, cu excepția amenajărilor de pe Dunăre, majoritatea potențialului hidroenergetic provine din bazine muntoase (*Lotru*, *Sebeș*, *Someș*, *Rîul Mare* etc.) mai indicată este soluția barajelor de anrocamente.

Regimul hidraulic al rîurilor influențează asupra soluțiilor de deviere a apelor și a descărcătorilor. La rîurile mari, cu viituri importante, lucrările de deviere constituie o problemă de aceeași importanță ca a construcției însăși. Se citează cazul barajului *Akosombo* ($H = 113$ m) de pe rîul Volta (Ghana), unde batardoul amonte a avut o înălțime de 54 m, iar batardoul aval de 39 m. În cazuri justificate economic se acceptă și inundarea în timp de viitură a incintei barajului.

§ 3. AMENAJAREA FUNDAȚIILOR

8. Stabilirea suprafeței de fundație

Suprafața de fundație a unui baraj de piatră se stabilește în funcție de natura și calitățile terenului din amplasament.

În cazul rocilor stîncoase care apar la zi, corpul barajului se poate funda direct pe acestea, după îndepărtarea stratului superficial de rocă alterată și a blocurilor sau zonelor insuficient fixate. Proeminențele stîncoase, colțurile și ieșindurile, în special cele de pe versanți, se nivelează pentru a nu genera tasări neuniforme în baraj.

În cele mai multe cazuri însă rocile stîncoase sînt acoperite de depozite aluvionare sau glaciare. Uneori acestea sînt mai compacte și deci mai puțin tasabile decît umplutura din corpul barajului, astfel încît îndepărtarea lor de sub baraj este nerațională. Experiența a arătat că aceste depozite se comportă satisfăcător ca terenuri de fundație, cu condiția adoptării unor măsuri corespunzătoare de etanșare și drenare. *Barajul Malpaso* (Chile) (fig. 5-5) este fundat în întregime pe un strat de peste 30 m grosime, format din depuneri conținînd bolovani, nisip și un procent redus de argilă [5].

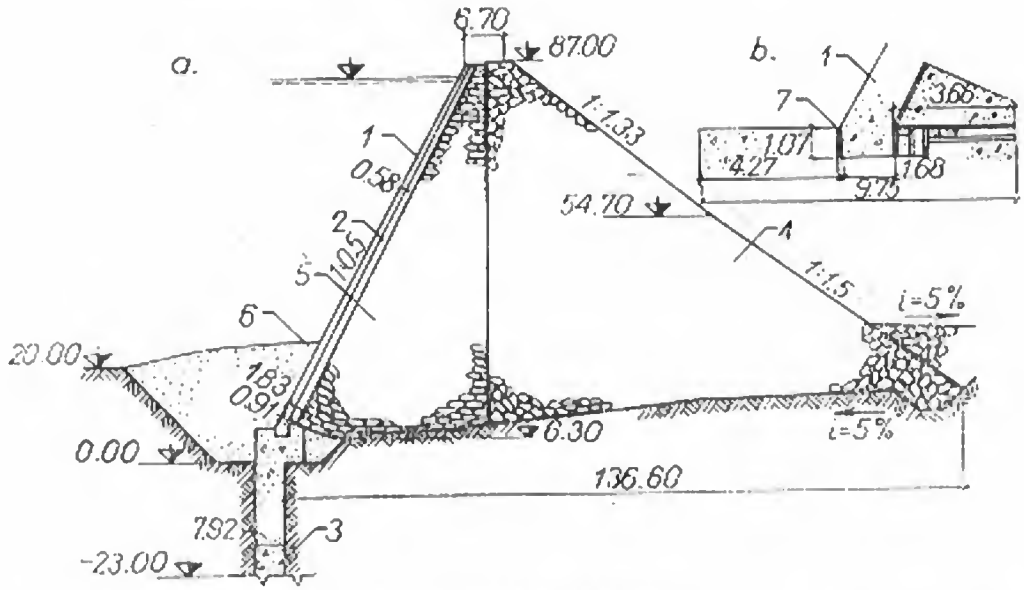


Fig. 5-5. Barajul Malpaso:

a — secțiune transversală; *b* — detaliu de pinten; *1* — ecran de beton; *2* — zidărie cu mortar; *3* — vatră de beton; *4* — anrocamente; *5* — zidărie uscată; *6* — umplutură din pietriș și argilă; *7* — mastic bituminos.

La unele baraje aluviunile s-au curățat de sub partea amonte a barajului, care s-a fundat direct pe rocă, în timp ce partea aval a rămas fundată pe aluviuni, așa cum s-a procedat la barajul *Șirokovski* din U.R.S.S. (fig. 5-6). După același principiu s-a fundat barajul *Salt Springs* (fig. 5-18). Jumătatea aval s-a așezat pe un strat de 2,0 ... 4,5 m depuneri aluvionare de blocuri mari, după ce s-au îndepărtat pe 6 ... 8 m adîncime depunerile de material fin de deasupra. Jumătatea amonte s-a fundat pe granit sănătos, după excavarea completă a depunerilor existente, pe 8 ... 12 m adîncime [6]. Stratul aluvionar lăsat sub barajul *Brownlee* (fig. 5-2) are 25 ... 40 m grosime, însă el a fost excavat complet la piciorul amonte și aval al barajului.

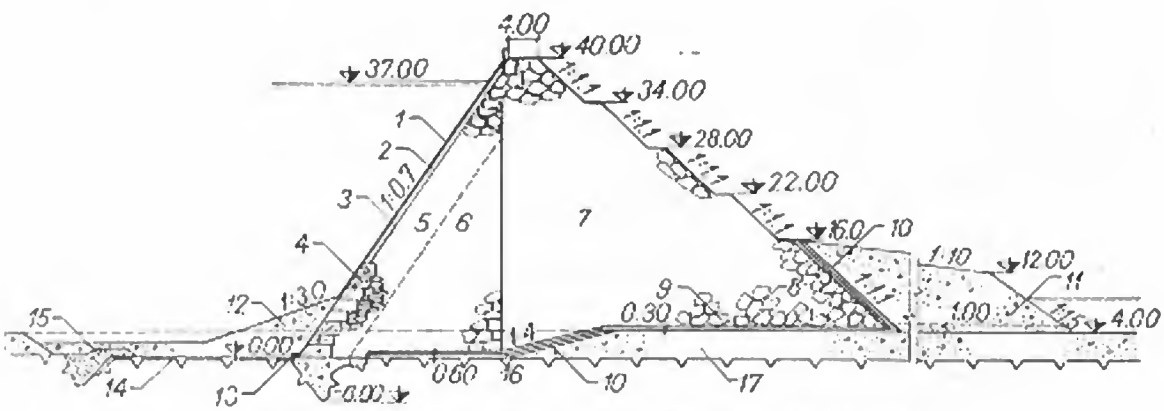


Fig. 5-6. Barajul Șirokovski — secțiune transversală:

1 — ecran de lemn; *2* — beton de egalizare; *3* — zidărie cu mortar; *4* — zidărie din beton ciclopian; *5* — zidărie uscată; *6* — zidărie de piatră aleasă; *7* — anrocamente; *8* — piatră mare; *9* — strat de repartiție; *10* — filtru invers; *11* — drenaj; *12* — umplutură; *13* — beton asfaltic; *14* — anteradier din lemn și bituni; *15* — umplutură de argilă bătută; *16* — gresii cu intercalații de argilă; *17* — argilită cu intercalații de gresie.

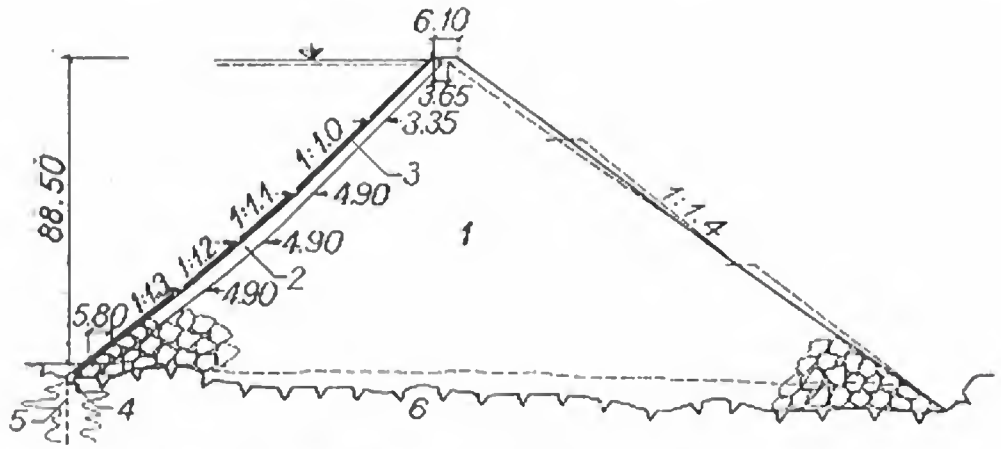


Fig. 5-7. Barajul Wishon — secțiune transversală:
1 — anrocamente; 2 — anrocamente așezate; 3 — ecran de beton armat; 4 — vatră de beton; 5 — voal de injecții; 6 — granit.

În cazul cînd roca este acoperită de aluviuni neconsolidate, acestea se excavează complet, așa cum s-a făcut la barajul *Wishon* (fig. 5-7), unde s-a scos în întregime un strat de 6 ... 9 m depuneri de nisip și pietriș.

Lucrările de excavații la barajele de piatră pot atinge volume de 10 ... 20% din volumul barajului (la barajul *Salt Springs* 10%, la barajul *Paradela* 13%). În condiții geologice mai puțin favorabile se poate ajunge la volume mult mai mari. Spre exemplu, la barajul *Gela* (fig. 5-8) adîncimea excavației a atins 10 m, iar în zona vetrei chiar 20 m. Volumul excavațiilor a ajuns la 211 000 m³ față de 382 000 m³ volumul barajului (55%) [7].

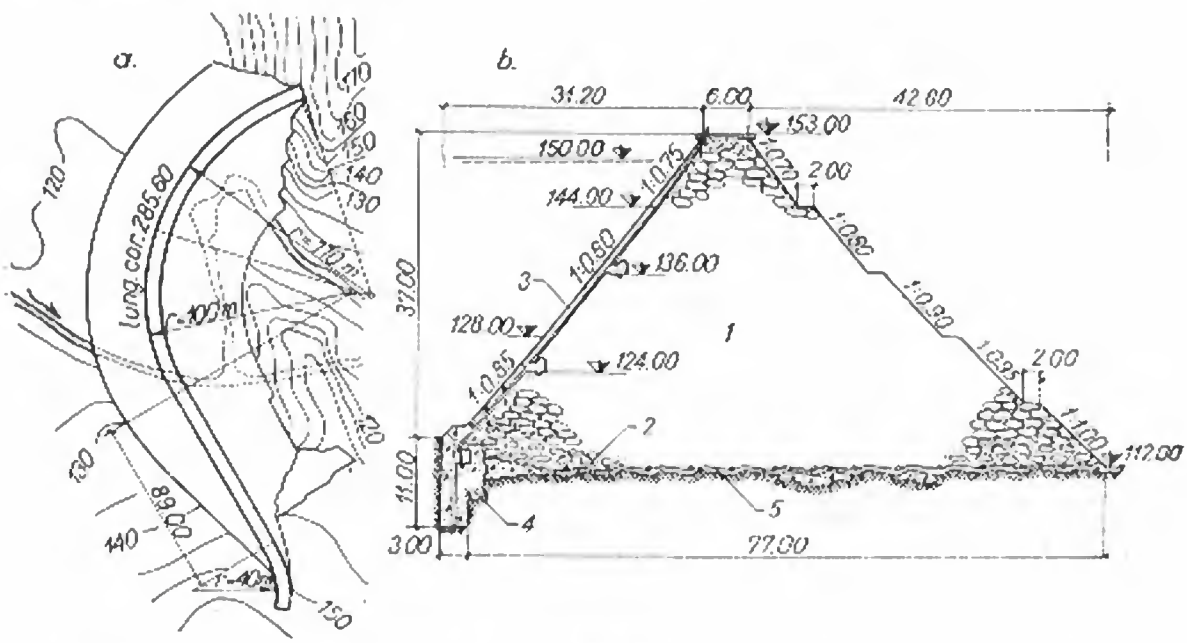


Fig. 5-8. Barajul Gela:
a — vedere în plan; b — secțiune transversală; 1 — zidărie uscată; 2 — zidărie cu mortar; 3 — ecran de beton; 4 — vatră; 5 — protecție de beton.

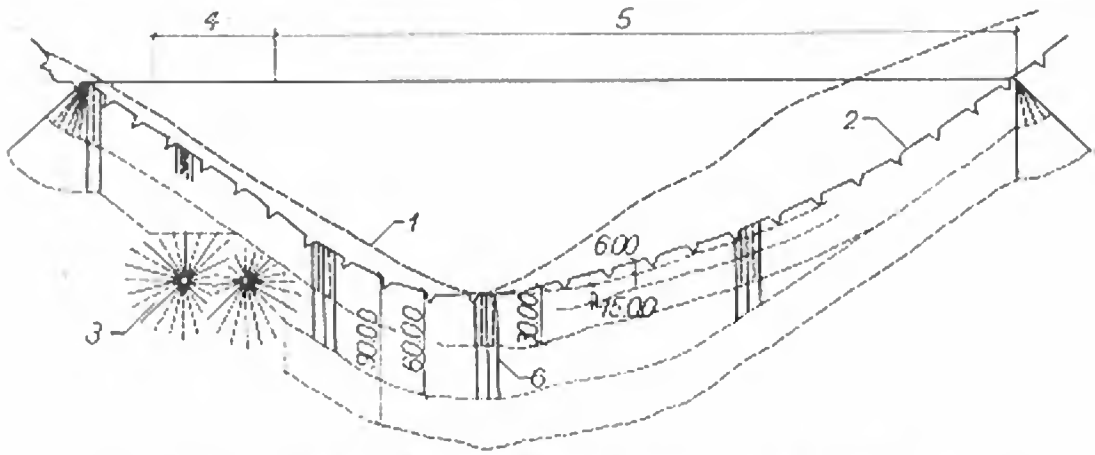


Fig. 5-9. Barajul Derbendi-Khan — secțiune longitudinală:
1 — linia terenului; *2* — linia fundației; *3* — galerii de deviere; *4* — deversor; *5* — baraj de piatră; *6* — voal de injecții.

Amploarea mare a lucrărilor de excavații necesare în unele cazuri defavorabile geologic, este ilustrată și de barajul *Derbendi-Khan* (fig. 5-9) din Irak ($H = 135$ m), unde malul stîng a trebuit curățat pe 60 m adîncime [4].

9. Tratarea suprafeței de fundație

Tratarea suprafeței de fundație are drept scop păstrarea și îmbunătățirea calităților naturale ale terenului și asigurarea unei bune legături a barajului cu acesta.

În cazul fundării pe roci stîncoase, sănătoase, măsurile sînt minime și constau în curățirea zonelor insuficient fixate și spălarea suprafeței de fundație.

În cazul rocilor stîncoase de mai slabă calitate sau puțin alterate, terenul de fundație se acoperă cu un strat de blocuri mari, cu rol de amortizor al șocurilor produse de căderea pietrelor și rol drenant pentru apele infiltrate spre aval. La barajul *Paradela*, fundat pe granit alterat, în zonele cu pante mari s-au executat zidării uscate, pentru rezemarea stratului de piatră amortizor, iar în zonele puternic alterate s-au realizat filtre inverse din pietriș, care să împiedice antrenarea particulelor fine desprinse din rocă. Pentru susținerea acestor filtre au fost necesare ziduri de beton de circa 10 m înălțime [4].

Faliile aflate sub corpul barajului și zonele de brecii din jurul acestora se excavează pe o adîncime suficientă, se curăță și se spală, apoi se umplu cu nisip și piatră spartă și se acoperă cu beton. Faliile din dreptul elementelor de beton (vetre, pinteni) se excavează și se curăță, apoi se plombează cu beton, la fel ca în cazul barajelor de beton. În figura 5-10 se arată modul de tratare a fundației barajului *Hram*, de 30 m înălțime, construit în U.R.S.S. Se remarcă plomba adîncă din zona intercalației de argilă din amonte [2].

În cazul fundării pe terenuri slabe, formate din roci care se degradează în timp sub influența agenților atmosferici sau sub acțiunea de erodare a apelor de infiltrație,

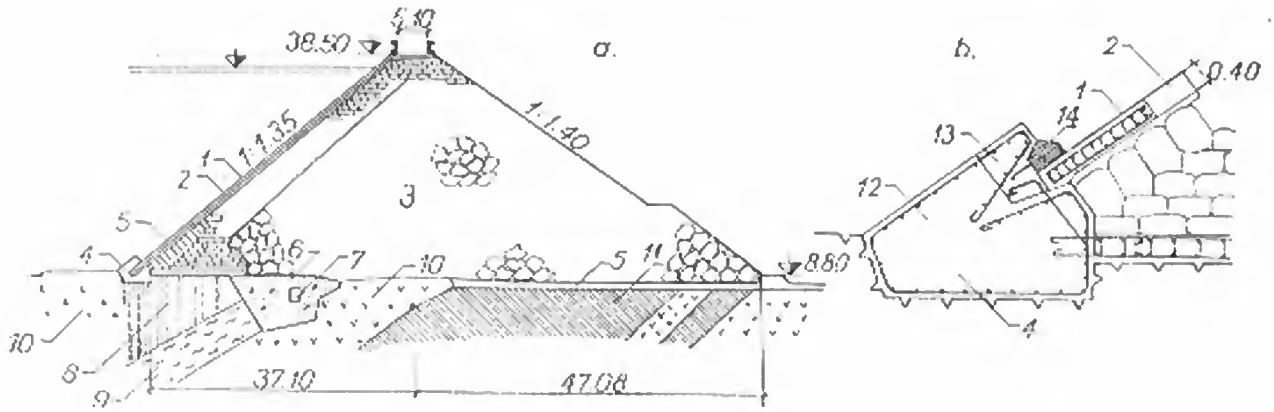


Fig. 5-10. Barajul Hram:

a — secțiune transversală; *b* — detaliu de pinten; *1* — ecran metalic; *2* — strat de egalizare sub ecran; *3* — antrecamente; *4* — pinten; *5* — placă de beton; *6* — dop de beton; *7* — galerie de injecții; *8* — injecții; *9* — argilă; *10* — stîncă; *11* — stîncă degradată; *12* — faza I de execuție a pintenului; *13* — faza a 2-a de execuție a pintenului; *14* — bitum.

sînt necesare măsuri speciale de protecție a suprafeței de fundație. La unele baraje din Italia și Algeria, fundate pe terenuri argiloase și marnoase, s-a executat sub baraj un radier continuu din beton (barajul *Gela* — fig. 5-8), din zidărie cu mortar (barajul *Piazze*), din torcret (barajul *Foum-el Gueiss*) sau din beton armat (*Ghrib*, *Piana Greci*). În figura 5-11 se prezintă lucrările de protecție a terenului de fundație la barajul *Piana Greci*. Acest mod de tratare a suprafeței de fundație reprezintă soluții mai vechi, acceptabile pentru baraje de înălțime redusă. Prin dispozitive de captare și drenare a apelor infiltrate, s-a oprit pătrunderea acestor ape în terenul de fundație.

Fundarea pe terenuri permeabile, potrivit practicii din U.R.S.S. [2], se face după așezarea unui filtru invers, cel puțin pe treimea amonte a tălpii de fundație (fig.5-12). La barajul *Bersimis*, filtrul s-a executat sub întreg barajul (v. fig. 5-3). Acest filtru se protejează contra distrugerii provocate de căderea anrocamentelor printr-un strat amortizor de piatră măruntă, zidărie uscată sau beton.

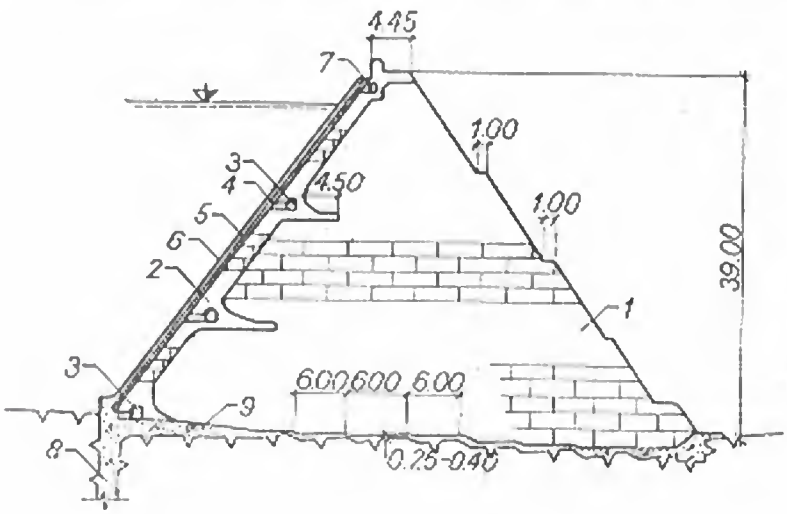


Fig. 5-11. Barajul Piana Greci — secțiune transversală:

1 — zidărie uscată; *2* — zidărie cu mortar; *3* — galerie de drenaj; *4* — drenaj tubular; *5* — strat de torcret pe plasă metalică; *6* — ecran de beton armat; *7* — galerie de observație; *8* — pinten; *9* — strat de beton de protecție.

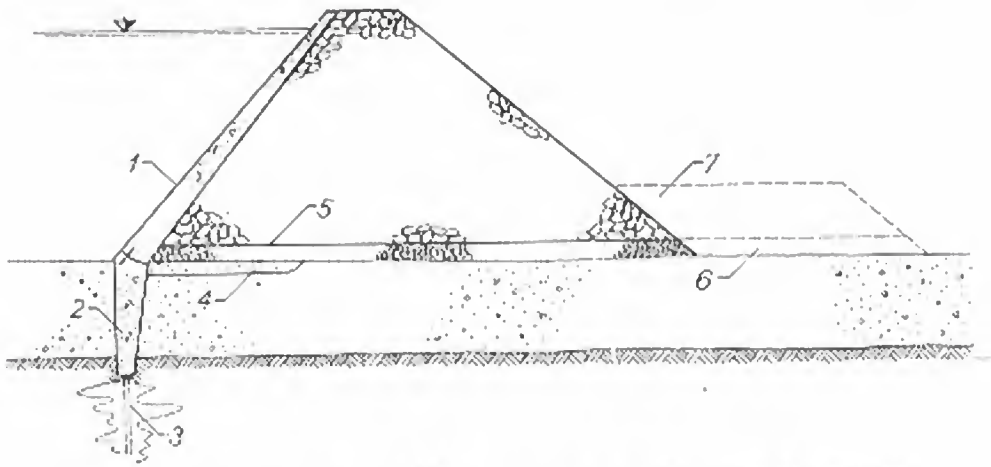


Fig. 5-12. Baraj de piatră aşezat pe un teren de fundaţie nestîncos:
1 — ecran; *2* — pinten; *3* — voal de injecţii; *4* — filtru; *5* — protecţie de piatră; *6* — dren; *7* — supraînălţare cu piatră.

Stabilitatea la alunecare a fundaţiilor nestîncoase sub sarcinile mari transmise de baraje trebuie verificată în fiecare caz. Pentru îmbunătăţirea condiţiilor de stabilitate se recomandă diverse măsuri, ca: micşorarea pantei taluzurilor aval ale barajelor, prevederea de prisme pentru supraîncărcarea terenului în aval, prevederea de reţele de drenaj etc.

O atenţie deosebită se acordă tratării fundaţiei în dreptul zonelor etanşe ale barajului. În aceste zone terenul de fundaţie se curăţă de obicei pînă la roca impermeabilă sau pînă la terenul care poate fi impermeabilizat prin injectare. În figura 5-13 se prezintă tratarea fundaţiei barajului *Infernillo* (Mexic). Se remarcă îndepărtarea stratului aluvionar din zona nucleului şi injecţiile pentru etanşarea rocii de fundaţie.

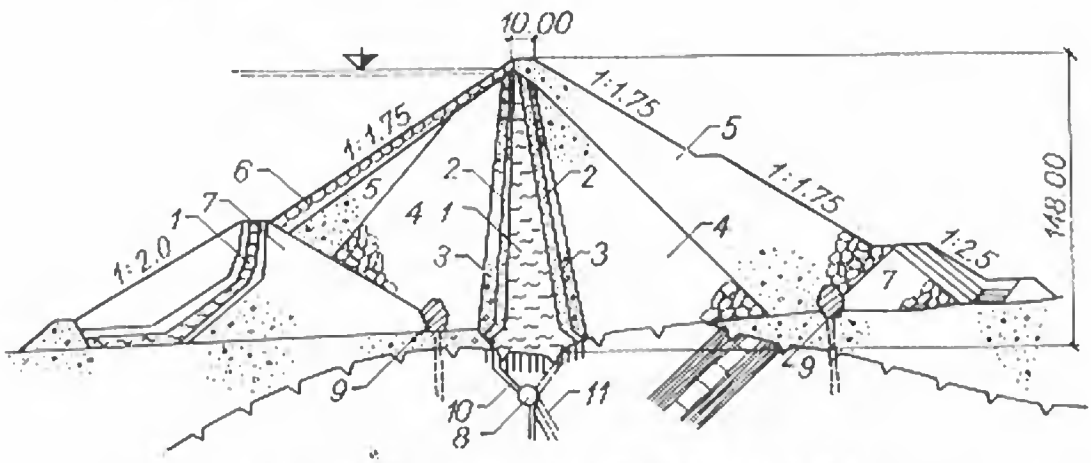


Fig. 5-13. Barajul Infernillo — secţiune transversală:
1 — nucleu din pămînt argilos; *2* — filtru fin; *3* — filtru grosier; *4*, *5* — zone de anrocamente; *6* — zidărie din blocuri de piatră; *7* — batardouri; *8* — galerie de injecţie; *9* — dopuri de beton; *10* — injecţii de consolidare şi etanşare; *11* — foraje de drenaj.

Contactul zonei etanșe cu malurile este recomandabil a se realiza cu pante cît mai puțin abrupte, din cauză că cele două materiale care vin în contact sînt diferite și este posibilă apariția eforturilor de forfecare, care produc fisuri transversale periculoase pentru baraj. Pante ale excavației în zona de contact de 1 : 1,5 sau 1 : 1 sînt satisfăcătoare pentru a elimina acest pericol.

10. Etanșarea terenului sub baraj

Terenul situat sub baraj se etanșează prin pinteni sau vetre executate din beton sau din argilă, continuate uneori în adîncime cu perdele de injecții. Această etanșare trebuie asigurată pe tot conturul văii barate, inclusiv pe versanți.

La baraje cu ecrane rigide de beton, metal sau lemn, vatra se execută din beton. În cazul terenurilor stîncoase, vatra se încastrează în rocă pe mică adîncime, grosimea sa fiind redusă (fig. 5-14). În cazul terenurilor aluvionare, adîncimea vetrei ajunge uneori la zeci de metri și corespunzător crește și grosimea sa. În figura 5-5 se arată vatra barajului *Malpaso*, de 30 m adîncime în albie și 7,92 m grosime. Foarte interesantă apare etanșarea sub barajul *Șirokovski*, unde, pe lîngă pintenul amonte de 6 m adîncime, s-a prevăzut un anteradier de lemn, bitum și argilă (fig. 5-6).

La fundarea pe roci fisurate în adîncime sau pe terenuri slabe, care trebuie ferite de infiltrații, sînt necesare perdele de etanșare sub baraje și foraje de drenare a apelor infiltrate. În acest scop, în interiorul vetrei se prevede o galerie cu dimensiuni corespunzătoare, din care să se poată executa, controla și eventual reface aceste lucrări în timpul exploatării, fără a se goli lacul. În aceste cazuri vatra capătă forme speciale și dimensiuni sporite (fig. 5-15).

În mod obișnuit vetrele de beton se execută în tranșee deschisă, pe tronsoane mai lungi sau mai scurte, funcție de condițiile de excavare și de infiltrare a apei. Betonarea se face pe tronsoane de 12 ... 15 m, separate prin rosturi de lucru, prevăzute cu etanșări din tolă, eventual injectate (fig. 5-15).

În condiții geologice dificile și pentru adîncimi mari, vetrele se pot executa sub formă de chesoane deschise și puțuri forate, umplute ulterior cu beton, sau între pereți de palplanșe metalice.

O atenție deosebită se acordă legăturii între vatră și ecranul barajului, legătură care trebuie să fie suficient de elastică încît să poată suporta diferențele mari de deformații dintre aceste două elemente.

Perdelele sau voalurile de etanșare de sub vetrele barajelor se execută în funcție de natura și calitatea rocilor de bază, de importanța și înălțimea barajelor și de cantitatea de apă ce se poate pierde prin infiltrații. Date fiind complicațiile constructive legate de execuția și în special de întreținerea etanșărilor (galerii, vetre mult mărite, accese etc.), în unele cazuri și în special cînd infiltrațiile nu sînt periculoase, se renunță la aceste perdele. În alte cazuri toate complicațiile trebuie acceptate.

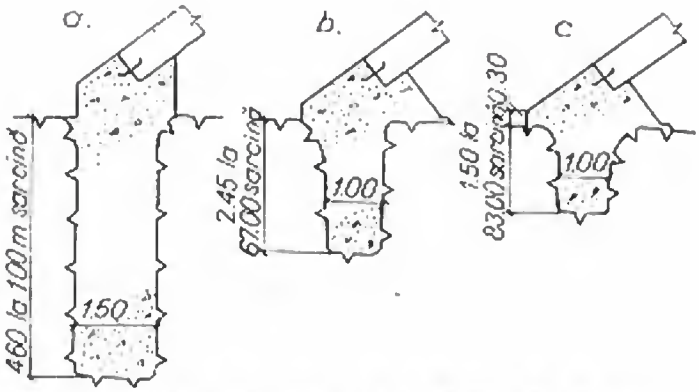


Fig. 5-14. Vetre de beton fără galerii la barajele:
a — Salt Springs; *b* — Lower Bear; *c* — Wishon.

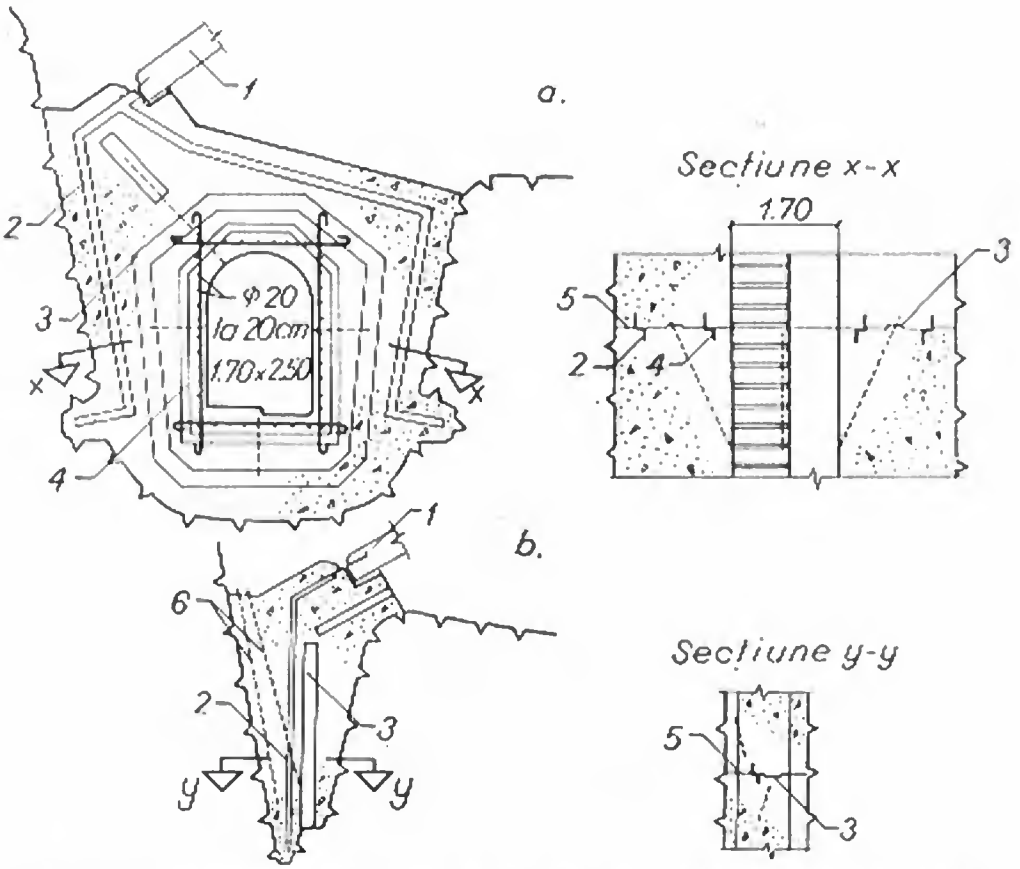


Fig. 5-15. Secțiuni și dispozitive de etanșare în vatra barajului Paradela:
a — în zona centrală; *b* — pe versanți; *1* — ecran de beton; *2* — tolă cupru; *3* — dinte trapezoidal; *4* — tolă de oțel; *5* — rost; *6* — foraje de injecții.

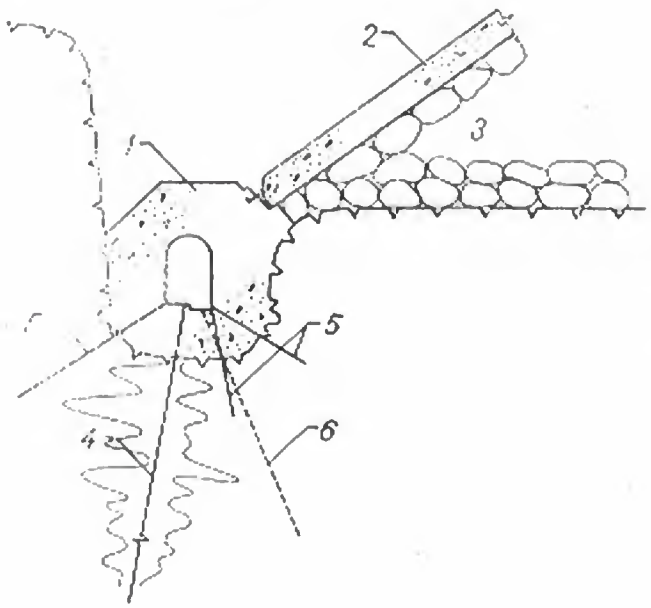


Fig. 5-16. Injecții de etanșare din vatra barajului Paradela:
1 — vatră; *2* — ecran de beton armat; *3* — zidărie; *4* — foraje de injecții; *5* — foraje auxiliare; *6* — foraje de control.

În figura 5-9 se prezintă dispoziția perdelelor de injecții în profilul în lung al barajului *Derbendi-Khan*, iar în figura 5-16 dispoziția injecțiilor de etanșare executate din vatra barajului *Paradela*.

La barajele etanșate cu ecrane sau nuclee de pămînt, aceste elemente se prelungesc în fundație pînă la stratul impermeabil. În figura 5-17 se prezintă barajul *Horse* (S.U.A.), cu nucleul din argilă nisipoasă prelungit pînă în stratul impermeabil din fundație, alcătuit din tufuri vulcanice. Cînd stratul impermeabil este format din roci stîncoase, la contactul pămînt-rocă se prevăd mici pinteni de beton, iar fisurația superficială a rocii se cimentează prin injectare [8].

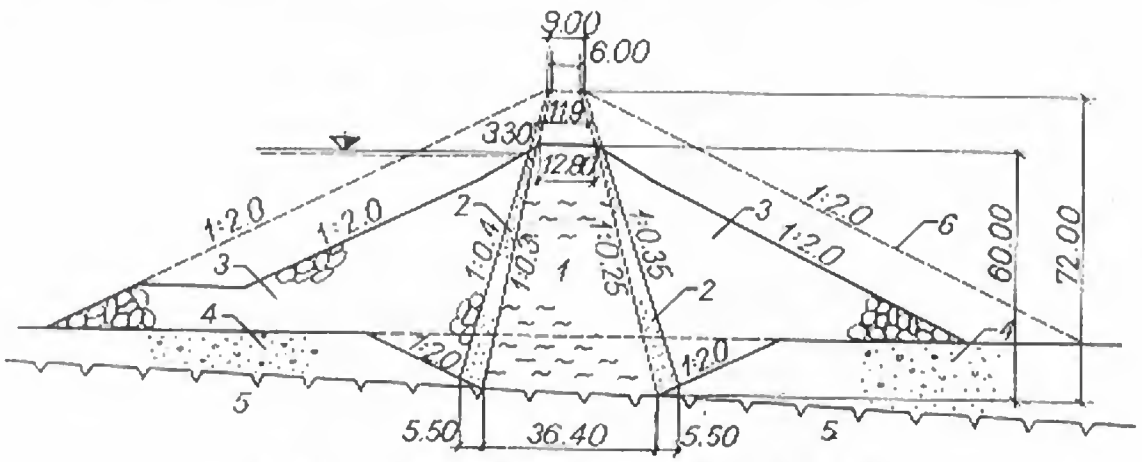


Fig. 5-17. Barajul Horse — secțiune transversală:
1 — nucleu din argilă nisipoasă; *2* — filtru de nisip și pietriș; *3* — anrocamente; *4* — teren aluvionar; *5* — tufuri vulcanice; *6* — etapă de supraînălțare a barajului.

§ 4. BARAJE DE ANROCAMENTE

11. Generalităţi

Barajele de anrocamente au corpul realizat exclusiv din anrocamente (piatră aruncată). Anrocamentele sînt blocuri de piatră de diferite dimensiuni, obţinute de obicei prin exploatarea unei cariere aflate în apropierea amplasamentului barajului. În anumite ocazii se pot găsi materiale naturale, deluviu de pantă, grohotişuri, roci puternic fisurate, care pot fi folosite ca anrocamente [9].

Etanşarea corpului barajelor de anrocamente se realizează de obicei cu ecrane, mai rar nuclee, din beton armat, beton, beton bituminos, metal, lemn. Se evită folosirea diafragmelor, deoarece acestea se adaptează mai greu cu deformaţiile lucrărilor de anrocamente.

Un profil transversal tip al unui baraj de anrocamente cu ecran (mască) cuprinde următoarele zone:

— *ecranul*, amplasat la paramentul amonte, care are rol de etanşare;

— *stratul-suport* pentru ecran, format din zidărie uscată sau anrocamente puse în operă îngrijit;

— *prismul de rezistenţă*, din anrocamente.

12. Exemplificări

Barajul *Salt Springs* din S.U.A. (fig. 5-18), intrat în exploatare în anul 1931, figurează printre marile baraje de anrocamente executate pînă în prezent [4], [10]. Paramentul său aval are înclinarea taluzului natural, cu panta medie de 1 : 1,4. Panta

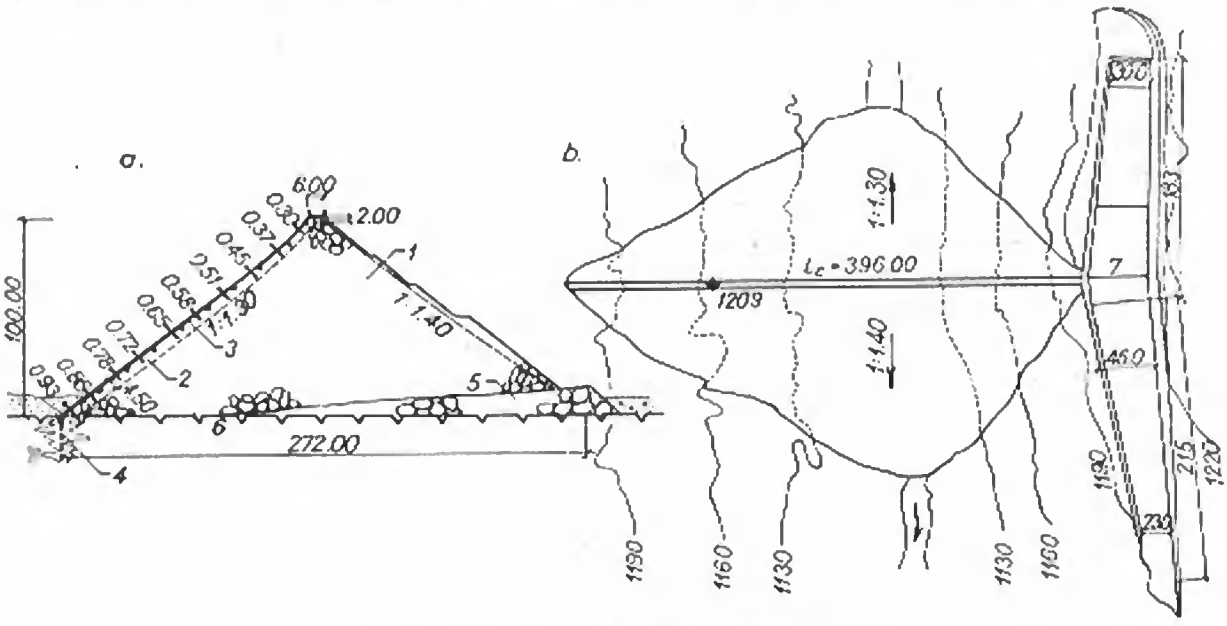


Fig. 5-18. Barajul Salt Springs:

a — secţiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — anrocamente; *2* — zidărie de piatră; *3* — ecran de beton armat; *4* — perdea de injecţii; *5* — blocuri mari; *6* — granit; *7* — descărcător lateral.

paramentului amonte se reduce treptat de la coronament spre bază de la 1 : 1,1 la 1 : 1,4. Coronamentul este situat cu 1,20 m deasupra nivelului maxim al apei din lac și are 6,00 m lățime. Lățimea barajului la cota minimă de fundare este 270 m, rezultînd un raport între bază și înălțime $B/H = 270/100 = 2{,}70$. Lungimea barajului la coronament este de circa 400 m. Volumul său este de 2,25 mil.m³, iar volumul lacului creat de 170 mil. m³. Rezultă un raport $V_{apă}/V_{baraj} = 76$.

Barajul este fundat pe roci stîncoase, formate din granite sănătoase, exceptînd jumătatea aval din zona albiei, fundată pe un strat de depuneri aluvionare de 3,00 ... 4,50 m grosime, conținînd blocuri mari.

Etanșarea barajului este realizată printr-un ecran amonte din beton armat, rezemat pe un pat de zidărie uscată de 4,50 m grosime, constantă de la coronament pînă la bază. Ecranul, cu grosimea crescînd spre bază de la 30 la 90 cm, este împărțit în plăci rectangulare prin rosturi verticale, dispuse la intervale de 18 m și rosturi orizontale, dispuse la intervale de 18 m, în zona superioară a barajului și la 12 m, în zona inferioară. Plăcile sînt armate cu un procent de 0,5% după cele două direcții.

Etanșarea sub baraj este realizată printr-o vatră de beton simplu de 1,50 m grosime, cu adîncimea variind între 1,50 m, în zona superioară și 4,50 ... 6,00 m, în albie. Sub vatră s-a executat o perdea de etanșare prin injecții cu ciment în foraje dispuse pe un singur rînd. Legătura ecranului cu vatra se face printr-un rost flexibil, etanșat cu tolă. Ecranul este continuat pe 1,20 m deasupra coronamentului sub formă de parapet.

Barajul *Gozna* de pe rîul Bîrzava, intrat în funcțiune în anul 1949, este un baraj de anrocamente de 45 m înălțime deasupra fundației (fig. 5-19). Paramentul amonte are panta de 1 : 1,1 ... 1 : 1,3. Paramentul aval, cu panta de 1 : 1,25, este prevăzut cu trei berme de 1,50 m lățime, dispuse din 10 în 10 metri. Coronamentul, situat cu 3 m deasupra nivelului maxim, are 6 m lățime. Lățimea la bază a barajului la cota fundației este de 114 m, rezultînd un raport $B/H = 114/45 = 2{,}54$. Volumul total al barajului este de 260 000 m³, iar volumul brut al lacului se ridică la 11 mil. m³ apă. Rezultă un coeficient de acumulare $V_{apă}/V_{baraj} = 42{,}30$.

Corpul barajului, construit din blocuri de piatră bine împănate, cu greutatea variind între 50 și 1500 kg, s-a executat cu material extras dintr-o carieră de gnais, transportat în corpul barajului pe planuri înclinate. La paramentul aval s-a realizat un strat subțire de zidărie cu mortar, așezat pe o zidărie uscată de 1,50 m grosime. La paramentul amonte s-a executat un strat de zidărie uscată, cu grosimea variind de la 4 m la coronament la 10 m la bază.

Etanșarea barajului este realizată printr-un ecran amonte din tolă de oțel cu cupru, de 8 ... 10 mm grosime. Ea este așezată pe un strat de beton de egalizare de 30 ... 50 cm, care reazemă la rîndul său pe un strat de beton ciclopian de 0,60 ... 1,30 m grosime. Betonul de egalizare este protejat cu o șapă de celochit de 2 cm grosime.

La piciorul amonte ecranul se racordează cu o vatră din beton simplu, adîncită cu 6 ... 8 m în rocă. Grosimea vetrei este de 6 m, permițînd înserierea unei galerii de vizitare. Întreg barajul este fundat pe stîncă.

Barajul *Leșu* construit pe rîul Iad la confluența cu pîrîul Leșu are o înălțime maximă de 60,50 m (fig. 5-20). Paramentul amonte are o pantă de 1 : 1,3, iar paramentul aval este fragmentat în trei tronsoane egale, despărțite prin berme orizontale

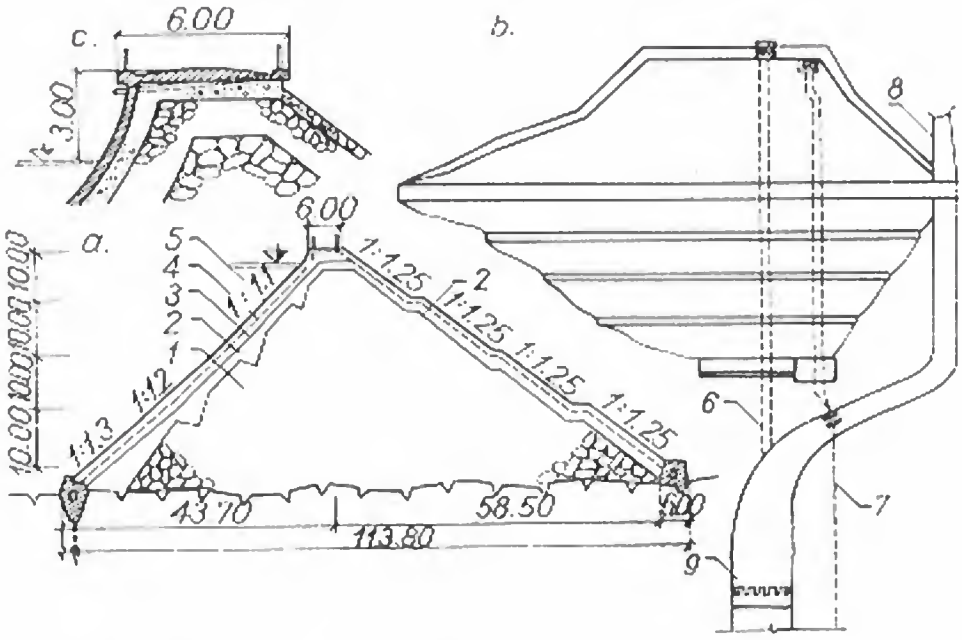


Fig. 5-19. Barajul Gozna:

a — secțiune transversală; *b* — plan; *c* — detaliu de coronament; *1* — anrocamente; *2* — zidărie uscată; *3* — beton ciclopian; *4* — beton de egalizare; *5* — lolă pe colochit; *6* — goliri de fund; *7* — aducțiune; *8* — deversor; *9* — disipator de energie.

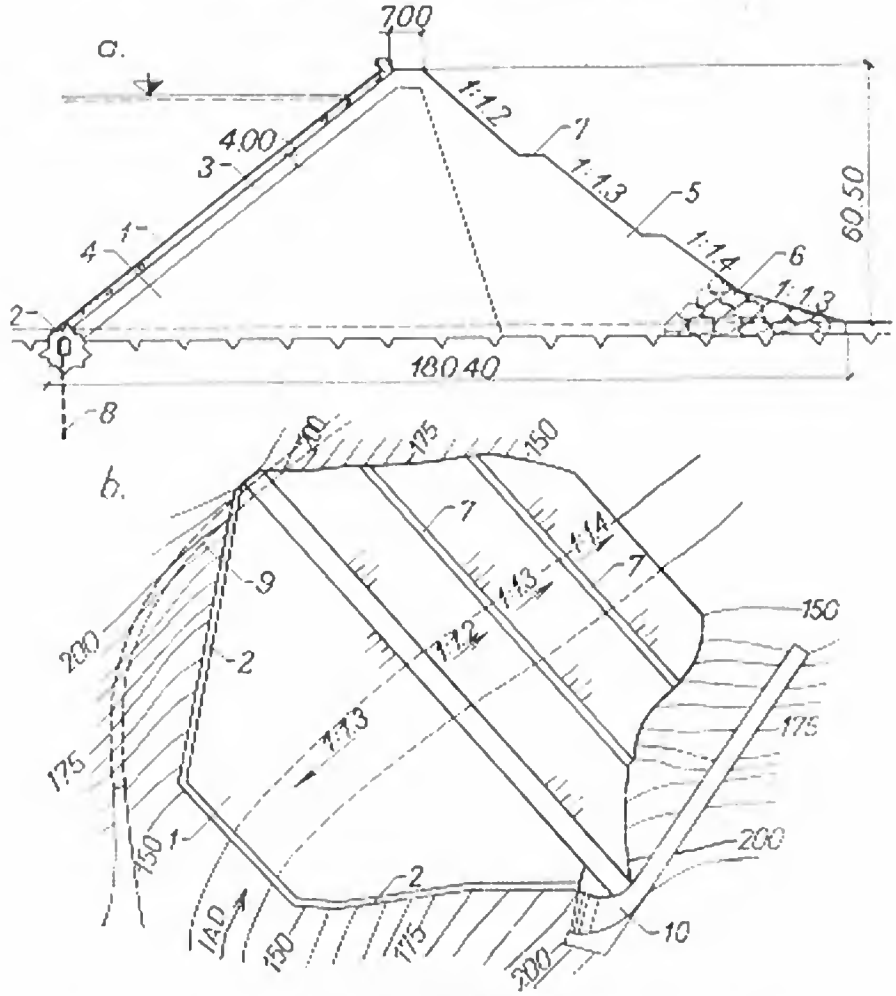


Fig. 5-20. Barajul Leșu:

a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — ecran de beton armat; *2* — vatră de beton; *3* — anrocamente cu dimensiunea maximă 0,50 m; *4* — anrocamente cu dimensiunea maximă 0,75 m; *5* — anrocamente cu dimensiunea maximă 1,50 m; *6* — prism de bolovani; *7* — berme; *8* — voal de etanșare; *9* — aducțiune și golire de fund; *10* — descărcător de suprafață.

de 2 m lățime și cu pantele de la coronament spre piciorul aval de 1 : 1,2, 1 : 1,3 și 1 : 1,4. Coronamentul barajului are 7 m lățime, iar raportul $B/H = 180{,}40/60{,}50 = 2{,}98$. Volumul total al barajului este de 520 000 m³, iar volumul brut de apă acumulată este de 28,2 mil. m³. Rezultă un coeficient de acumulare $V_{apă}/V_{baraj} = 54$.

Barajul este fundat în întregime pe stîncă constituită din calcare jurasice semicristalizate. Corpul barajului este executat din anrocamente extrase din carieră, dispuse în trei zone: în amonte pe o grosime de 4 m sub ecran, anrocamente cu granula maximă de 0,50 m, în zona centrală anrocamente cu granula maximă de 0,75 m și în aval anrocamente cu granula maximă de 1,50 m.

Etanșarea barajului se realizează printr-un ecran de beton armat prevăzut cu rosturi orizontale și verticale. La piciorul amonte s-a executat o vatră cu o galerie din care se execută injecțiile pentru voalul de etanșare.

Barajul *Valea de Pești* (fig. 5-21) este construit pe pîrîul Valea de Pești, la confluența acestuia cu Jiul de Vest. Are o înălțime maximă de 56 m, urmînd ca în etapa a 2-a să fie supraînălțat cu circa 15 m. Paramentul său amonte are o înclinare de 1 : 1,70, dictată de tehnologia de execuție a ecranului de beton bituminos, care etanșează corpul barajului. Paramentul aval are înclinarea de 1 : 1,3 și este fragmentat de trei berme. Coronamentul barajului are o lățime de 6 m, iar raportul $B/H = 179{,}20/56 = 3{,}20$. Volumul total de umplutură în corpul barajului este de 560 000 m³, iar volumul brut de apă acumulată este de 4,5 mil. m³. Rezultă un coeficient de acumulare $V_{apă}/V_{baraj} = 8{,}03$.

Barajul este fundat pe șisturi cuarțitice, sericitoase și grafitoase. În zona șisturilor grafitoase, degradabile în contact cu aerul și apa, fundația s-a placat cu dale de beton de 50 ... 80 cm grosime. Pentru colectarea apelor de infiltrație, pe fundație s-au prevăzut trei drenuri colectoare, situate în talveg și pe versantul drept în zonele de terase. Umpluturile din corpul barajului se realizează cu anrocamente din piatră de calcar cu dimensiunea maximă de 1,00 m.

Etanșarea corpului barajului se realizează cu un ecran de beton bituminos care reazemă la piciorul amonte pe o vatră. Etanșarea fundației se face cu un voal de 25 m adîncime maximă, cu foraje dispuse pe două rînduri la 2 m distanță între rînduri și 1,50 m distanță între forajele aceluiași rînd.

13. Stabilitatea corpului și a taluzurilor

Barajele de piatră rezistă presiunii hidrostatice prin greutatea corpului lor, la fel ca barajele de greutate din beton. Barajele de piatră trebuie să fie stabile la alunecare în ansamblu, ca și fiecare taluz în parte. Stabilitatea taluzurilor trebuie asigurată, atît în timpul execuției, cît și în timpul exploatării. Unghiul de înclinare al taluzurilor este determinat de următoarele elemente principale:

— tipul și înălțimea barajului;

— caracteristicile pietrei folosite și gradul de compactare al materialului;

— încărcările care acționează asupra taluzului.

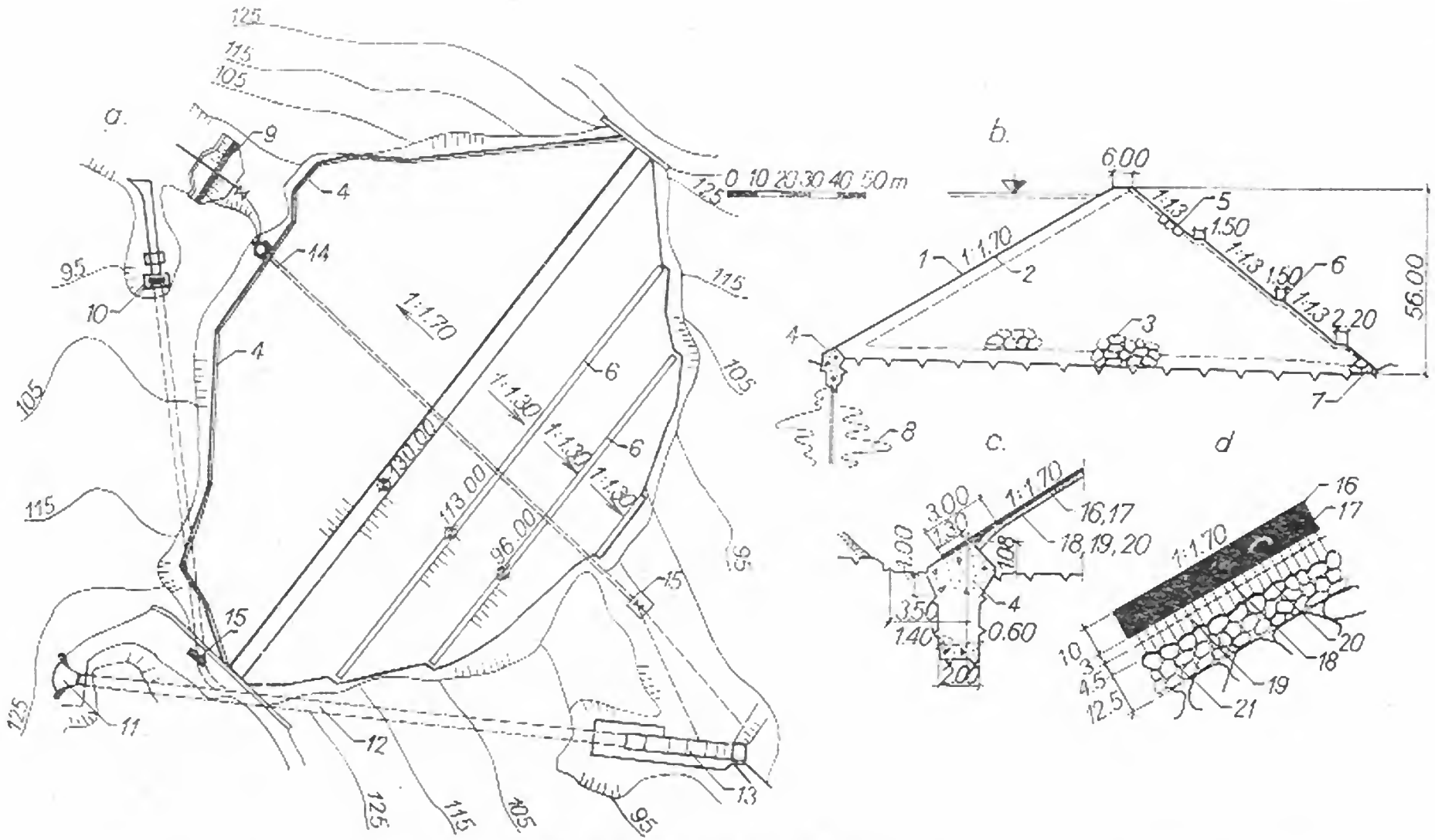


Fig. 5-21. Barajul Valea de Peşti:

a — vedere în plan; *b* — profil tip; *c* — detaliu vatră amonte; *d* — detaliu ecran beton bituminos; *1* — ecran de beton bituminos; *2* — anrocamente suport; *3* — anrocamente; *4* — vatră amonte; *5* — piatră aşezată; *6* — berme; *7* — prism de bolovani; *8* — voal de etanşare; *9* — batardou; *10* — intrare golire de fund; *11* — deversor; *12* — galerie de evacuare; *13* — disipator; *14* — conductă de adeţiune; *15* — casă de vane; *16* — mastic bituminos; *17* — beton bituminos 2 straturi × 5 cm; *18* — binder 65 kg/m²; *19* — binder 100 kg/m²; *20* — tratare cu bitum; *21* — piatră spartă cilindrată.

Condiția de stabilitate la alunecare este dată de relația:

$$k_s \Sigma H = f \Sigma V, \tag{1}$$

în care:

k_s — coeficient de siguranță la alunecare;
ΣH — suma forțelor orizontale care acționează asupra barajului;
f — coeficient de frecare statică între anrocamente și fundație;
ΣV — suma forțelor verticale care acționează asupra barajului.

Pentru un baraj cu ecran, cu notațiile din figura 5-22,*a*, condiția de stabilitate la alunecare devine:

$$k_s \frac{\gamma H^2}{2} = f\left[\gamma_1 (H^2 \operatorname{ctg} \alpha + bH) + \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha\right]. \tag{2}$$

Considerînd $k_s = 1{,}5$; $f = 0{,}6$; $\gamma_1 = 1{,}8$ t/m³ (greutatea volumetrică a anrocamentelor puse în operă), $b/H = 0{,}06$, se obține o pantă a taluzului amonte ($1/\operatorname{ctg} \alpha$) în jur de 1 : 0,5. Rezultă că această pantă asigură stabilitatea barajului la alunecare pe un teren de fundație stîncos.

La un baraj cu diafragmă (fig. 5-22, *b*), neluînd în considerare împingerea anrocamentelor din amonte, condiția de stabilitate la alunecare devine:

$$k_s \frac{\gamma H^2}{2} = f \gamma_1 \left(\frac{H^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha + bH\right). \tag{3}$$

Considerînd aceleași date ca mai sus, se obține $\operatorname{ctg} \alpha = 1{,}28$, adică taluzul aval nu trebuie să aibă o pantă mai mare de 1 : 1,3. Rezultă că barajele cu diafragmă necesită un volum de anrocamente mai mare decît cele cu ecran, pentru că apa nu contribuie la creșterea stabilității barajului printr-o componentă verticală ca în cazul ecranului și pentru că partea din amonte de diafragmă nu participă la stabilitatea barajului la alunecare.

Mai greu de îndeplinit în cazul barajelor de anrocamente este condiția de stabilitate a taluzurilor. Este cunoscut că un material format din granule fără coeziune între ele și aruncat în corpul unei umpluturi, se așază după taluzul natural. Taluzul natural al unui material depinde de mărimea granulelor, de forma lor, de modul de execuție a umpluturii, de înălțimea umpluturii etc. Astfel, taluzul natural al blocurilor de piatră este mai mare decît al pietrișului (granulele fiind mai mari), cel al unei zidării de piatră așezată este mai mai mare decît al unei umpluturi de anrocamente (execuția fiind mai îngrijită). O umplutură executată cu taluzuri mai abrupte

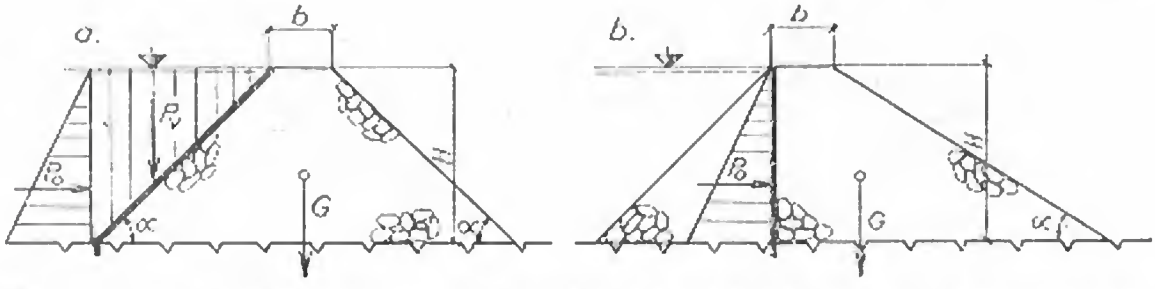


Fig. 5-22. Scheme pentru calculul de stabilitate la alunecare a barajelor de anrocamente:
a — cu ecran; *b* — cu diafragmă.

decît taluzul natural al materialului din care se realizează este nestabilă. La sarcini exterioare foarte mici, frecarea interioară dintre granulele materialului este depăşită şi echilibrul existent la un moment dat este deranjat, producîndu-se prăbuşirea sau alunecarea taluzului.

Taluzul natural al unei umpluturi de piatră neaşezată (anrocamente) este de circa 1 : 1,2 ... 1 : 1,4. Corpul unui baraj de piatră realizat după criteriul taluzurilor stabile, adică cu taluzuri egale sau mai line decît cele naturale, are o greutate suficient de mare încît să fie stabil la alunecarea generală. Se recomandă ca raportul între suma forţelor orizontale şi suma forţelor verticale care acţionează asupra barajului să fie mai mic ca 0,30:

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} \leqslant 0{,}30. \tag{4}$$

14. Corpul barajelor de anrocamente cu ecrane

Barajele de anrocamente, cu corpul realizat exclusiv din piatră aruncată, se execută cu taluzuri înclinate la pantele naturale: în aval 1 : 1,2 ... 1 : 1,4, în medie 1 : 1,3, în amonte ceva mai abrupte 1 : 1,1 ... 1 : 1,3 (fig. 5-4; 5-18; 5-23).

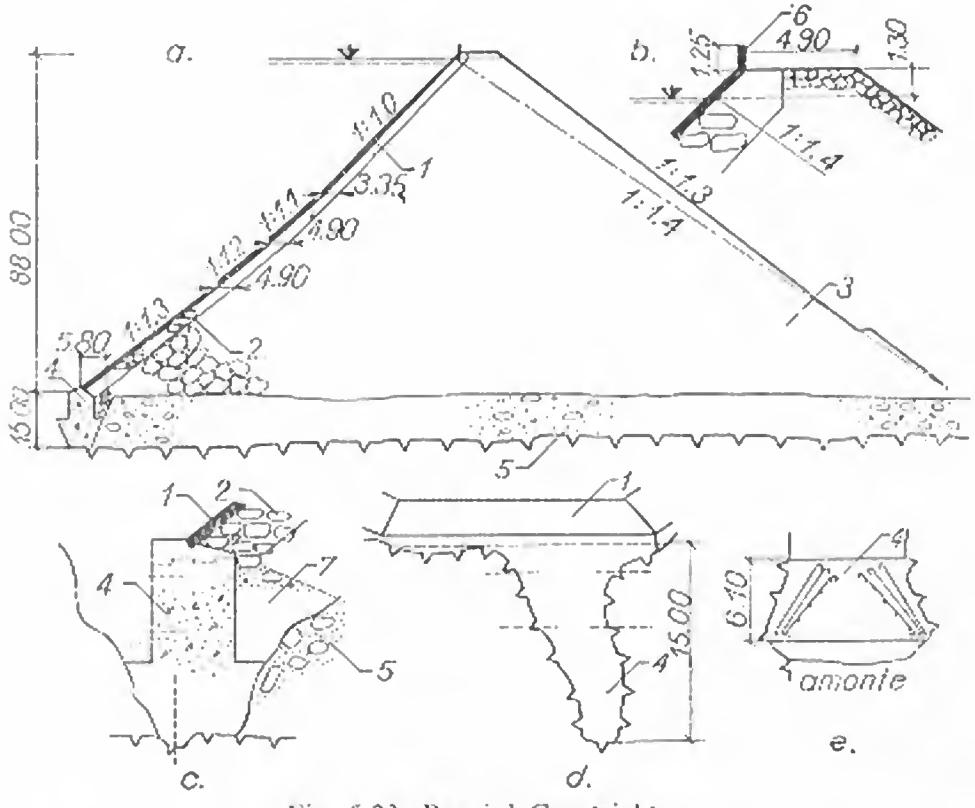


Fig. 5-23. Barajul Courtright:

a — secţiune transversală; *b* — detaliu coronament; *c* — secţiune verticală prin vatră; *d* — secţiune în lung prin vatră; *e* — secţiune orizontală prin vatră; *1* — ecran de beton armat; *2* — zidărie de piatră; *3* — anrocamente; *4* — vatră de beton; *5* — bolovani, pietriş, nisip; *6* — parapet întoarce val; *7* — beton ciclopian.

Înclinările mai mari ale feței amonte se justifică prin aceea că de obicei în această zonă se execută un strat de zidărie uscată sau cu mortar, ca pat pentru ecranul de etanșare al barajului. Această zidărie, împreună cu ecranul, asigură stabilitatea taluzului amonte. De cele mai multe ori pantele taluzurilor descresc de la coronament spre bază.

Folosirea pantei naturale la paramentul amonte al corpului de anrocamente constituie un avantaj însemnat pentru execuția zidăriei de sub ecran și a barajului în ansamblu. În acest caz, corpul se poate executa independent, iar zidăria după tasarea corpului. La barajele înalte, construcția acestei zidării începe după ce corpul a fost înălțat cu circa 25 m. La barajele executate în ultimii ani s-a renunțat la zidăria de sub ecran, ea înlocuindu-se cu anrocamente sortate, de dimensiune maximă în jur de 0,50 m, compactate mai îngrijit.

Paramentul aval rămîne de obicei neamenajat. Execuția unui strat de zidărie pe acest parament poate avea o justificare de ordin estetic. Uneori se prevăd berme în aval, iar cînd condițiile de fundare sînt mai dificile poate fi necesară reducerea pantei pînă la 1 : 1,5 sau chiar la 1 : 2.

În fiecare caz unghiul taluzului natural al anrocamentelor trebuie determinat experimental pe șantier și, în funcție de datele obținute, se stabilesc înclinările definitive ale taluzurilor barajului.

Corpul barajelor de anrocamente, cu un raport între bază și înălțime în jur de 2,75, prezintă în mod obișnuit un volum de goluri de 35 ... 45% din volumul geometric al barajului.

15. Corpul barajelor de anrocamente cu diafragme rigide

Un număr de baraje de piatră s-a executat cu elementul de etanșare dispus la mijlocul profilului și realizat din materiale rigide: metal, beton armat, lemn, sau combinații între acestea.

Ca exemplu se citează barajul *Conchos* (Mexic) de 22 m înălțime, cu diafragmă executată din celule de beton armat de formă eliptică. Grosimea celulelor la acest baraj este de 2 m, constantă pe toată înălțimea. În figura 5-24 se arată secțiunea tip prin baraj și detalii de diafragmă.

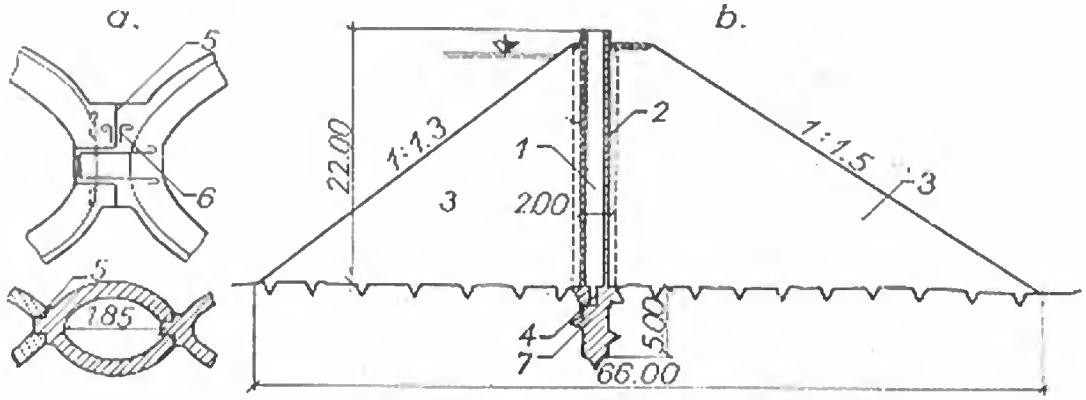


Fig. 5-24. Barajul Conchos:

a — detalii diafragmă; *b* — secțiune transversală; *1* — celule de beton armat; *2* — zidărie de piatră; *3* — anrocamente; *4* — colector; *5* — rost; *6* — tolă cupru; *7* — pinten de beton.

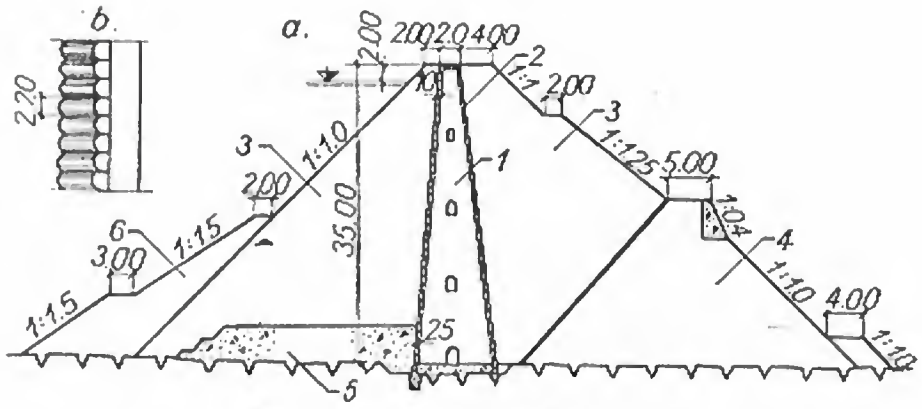


Fig. 5-25. Barajul Oued Kebir:
a — secțiune transversală; *b* — vedere a diafragmei din bolți de beton armat; *1* — diafragmă de beton armat; *2* — boltă torcretată; *3* — ancoramente; *4* — piatră așezată; *5* — beton; *6* — consolidare.

În figura 5-25 se arată secțiunea tip prin barajul Oued Kebir (Tunisia), cu diafragmă executată din bolți de beton armat de 2,20 m deschidere și cu grosimea crescînd spre bază.

Barajele de piatră cu diafragmă centrală rigidă prezintă cîteva dezavantaje importante și anume [4]:

— materialul din amontele diafragmei se află sub apă și nu contribuie la stabilitatea barajului;

— deformațiile și tasările umpluturii de piatră dau presiuni importante și neuniforme asupra diafragmei, care suferă solicitări considerabile;

— diafragma este inaccesibilă, urmărirea comportării sale și eventualele reparații necesare fiind imposibile.

Numeroase avarii și distrugeri de baraje de acest tip, ivite în special din cauza cedării diafragmelor, au determinat ca acest tip să nu se mai aplice.

16. Zidăria de sub ecran

La barajele de piatră executate în trecut (înainte de anul 1950), sub ecranele rigide dispuse pe paramentul amonte s-a prevăzut de obicei un strat de zidărie uscată. Rolul acestei zidării este de a asigura o repartiție bună și uniformă a presiunii apei preluată de ecran, de a realiza o față netedă pe care ecranul să se poată executa mai ușor și mai economic și uneori de a prelua o parte din tasările corpului.

În acest scop o grosime a zidăriei la coronamentul barajului de 2 ... 3 m, măsurată normal pe parament, cu creșteri de 1,50 m, la fiecare 30 m diferență de nivel, este considerată suficientă. Unele baraje s-au executat cu zidării de 1,50 m grosime la coronament, comportarea lor în exploatare fiind satisfăcătoare. Din considerente de execuție, pentru circulația macaralelor pe șenile, cu care se execută zidăria, această grosime trebuie luată de minimum 3,00 ... 3,50 m, măsurată orizontal.

La barajul *Salt Springs* (v. fig. 5-18) grosimea zidăriei s-a păstrat constantă, de 4,50 m, de la coronament la bază. Baraje mari, de dată mai recentă (v. fig. 5-4; 5-8; 5-23) s-au prevăzut cu stratul de zidărie îngroșat treptat spre bază, această soluție fiind considerată la fel de sigură și mai economică.

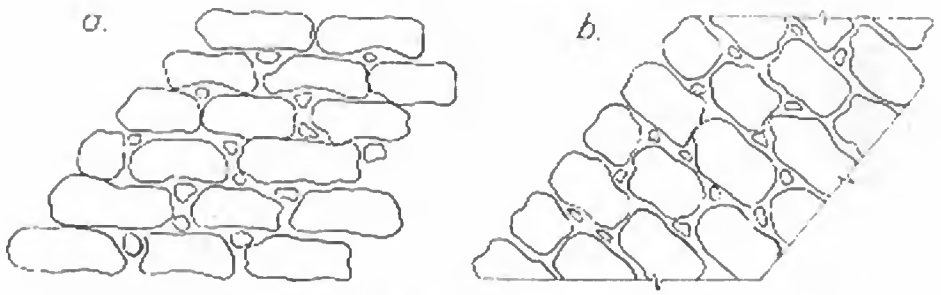


Fig. 5-26. Zidăria de sub ecran:
a — cu rosturi orizontale; *b* — cu rosturi normale pe parament.

Piatra pentru zidăria de sub ecran se poate așeza cu rosturile orizontale sau normale la parament (fig. 5-26). Primul sistem este mai ușor de executat și practic singurul posibil în cazul folosirii de blocuri mari de piatră, de cîteva tone greutate și de formă paralelipipedică (experiența execuției la barajul algerian *Ghrib*). Al doilea sistem asigură o mai bună transmitere a solicitărilor preluate de ecran și o suprafață exterioară cu un procent mai mic de goluri. Aceste goluri realizează o bună aderență între zidărie și ecran, în cazul ecranelor de beton, dar necesită cantități mai mari de beton și mortar. Pentru legătura cu ecranul, pe fața amonte a zidăriei se prevăd în mod obișnuit șanțuri continue, a căror formă și dispoziție se va analiza mai departe.

În ultimii ani a apărut tendința ca stratul suport să fie format dintr-un strat de anrocamente cu o granulozitate de maximum 0,5 m, în grosime de 5 ... 6 m. Punerea în operă se realizează în straturi orizontale de 0,5 m, iar compactarea se face atît după orizontală cît și în lungul pantei. Printre barajele la care sistemul acesta s-a aplicat cu succes se citează barajele *Candes și Fades* din Franța, precum și barajele *Valea de Pești* (v. fig. 5-21) și *Leșu* (v. fig. 5-20) din țara noastră.

§ 5. BARAJE DE ZIDĂRIE DE PIATRĂ

17. Generalități

Barajele de zidărie de piatră au corpul alcătuit dintr-o zidărie uscată, executată din pietre îngrijit alese, uneori prelucrate, așezate prin țeserea rosturilor. Pietrele folosite au fețele cît mai plane, dar se pot utiliza și blocuri cu forme neregulate, golurile fiind umplute cu piatră spartă.

Barajele din zidărie uscată și-au găsit aplicarea numai în regiunile în care condițiile naturale nu au permis realizarea altor tipuri de baraje, iar mîna de lucru calificată, necesară la astfel de lucrări, s-a găsit în condiții avantajoase. Chiar în Italia, țară cu o veche tradiție în lucrările de piatră, unde acest tip de baraj s-a răspîndit mai mult decît în alte țări, statisticile arată că baraje de zidărie de piatră s-au executat totuși în număr restrîns: din 176 baraje mai mari de 10 m executate pînă în anul 1949, numai 17 s-au realizat din zidărie uscată, iar din acestea doar trei sînt mai înalte de 30 m[7].

Etanșarea corpului barajelor de piatră se face în general cu ecrane de beton armat. Un număr redus de baraje mai vechi s-au etanșat cu ecrane de lemn sau metalice, iar cîteva, printre care barajul algerian *Ghrib*, cu ecrane din materiale bituminoase.

18. Exemplificări

Barajul *Tepuxtepec* din Mexic este construit din zidărie uscată, cu o înălțime de 39,50 m deasupra fundației (fig. 5-27) [11]. Într-o etapă ulterioară a fost prevăzută suprainălțarea sa pînă la 46 m. Profilul barajului este trapezoidal, cu panta paramentului amonte 1 : 0,7, iar a celui aval 1 : 1,7 ... 1 : 1 și cu berme de 2 m la 5 ... 6 m interval. Lățimea barajului la cota minimă de fundare este 73 m, rezultînd un raport $B/H = 73/39{,}50 = 1{,}85$.

Barajul este fundat pe roci stîncoase formate în general din bazalt, cu zone mai slabe alcătuite din lavă și tufuri. În aceste zone partea inferioară a barajului este alcătuită din zidărie cu mortar de 1. ... 6 m grosime. Restul corpului barajului este alcătuit din zidărie uscată, foarte îngrijit lucrată spre amonte (maximum 20% goluri) și mai poroasă spre aval (circa 30% goluri). Paramentul aval, pe

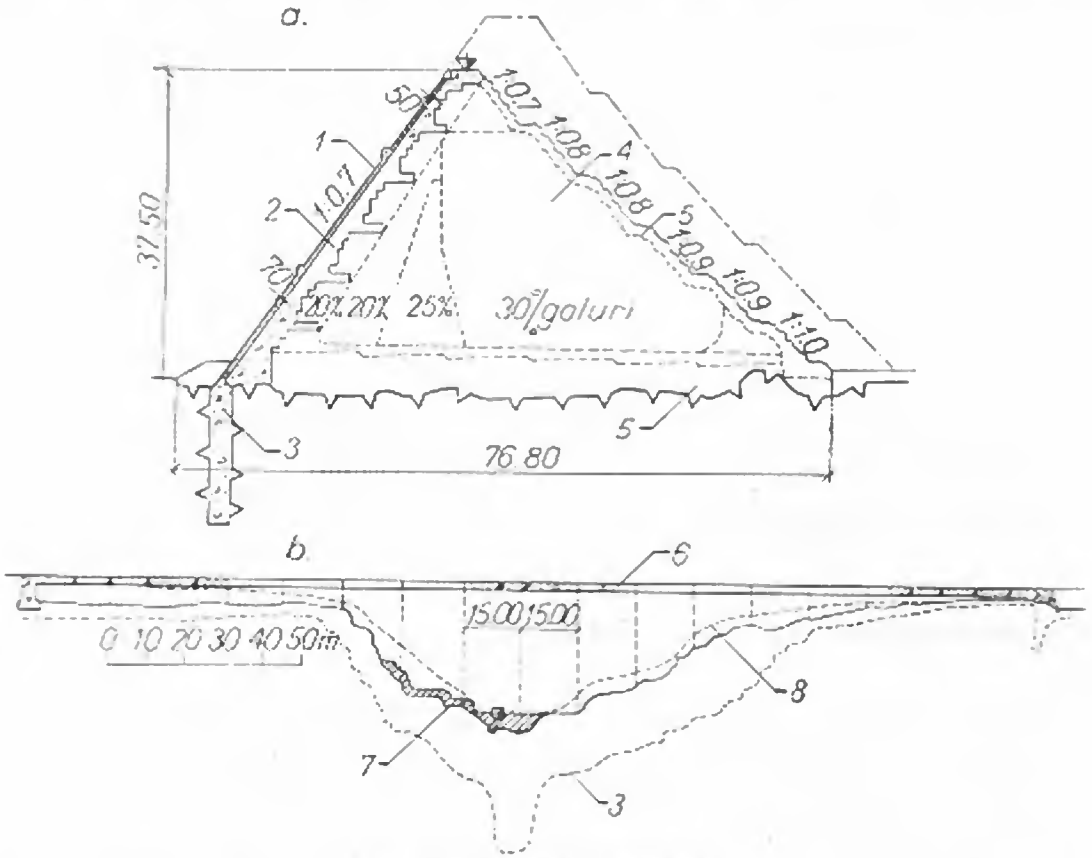


Fig. 5-27. Barajul Tepuxtepec:

a — secțiune transversală; *b* — secțiune longitudinală; *1* — ecran dublu de beton armat; *2* — beton de umplutură; *3* — vatră; *4* — zidărie uscată; *5* — zidărie cu mortar; *6* — beton; *7* — suprafață de fundație; *8* — teren natural.

0,80 ... 1,30 m grosime, este protejat printr-o zidărie uscată de aceeași calitate ca cea realizată în amonte.

Un sistem de galerii orizontale, dispuse imediat deasupra fundației în zonele cu roci slabe, asigură drenarea în aval a apelor infiltrate din lac.

Etanșarea sub baraj este realizată printr-o vatră de beton simplu cu adîncimea curentă de 5 ... 15 m, dar care în albie atinge 40 m. Grosimea vetrei este de 2,50 m. Sub vatră s-a executat o perdea de injecții, formată dintr-un șir de foraje de 28 ... 72 m adîncime, injectate cu ciment la 20 ... 100 at.

Etanșarea barajului este asigurată printr-un ecran de beton armat, format din două straturi suprapuse de 20 ... 40 cm grosime fiecare, împărțite în plăci prin rosturi verticale, dispuse la 15 m interval. Fiecare strat este dublu armat cu două plase ⌀ 12 mm, cu ochiuri de 25 cm. Sub rosturi și la mijlocul intervalului dintre rosturi sînt prevăzute nervuri de beton ușor armat, de 60 cm grosime, în formă de coadă de rîndunică, pentru rezemarea ecranului. Între cele două plăci ale ecranului și sub stratul inferior sînt executate două straturi de asfalt de cîte 1 cm grosime, care asigură libera deformație a fiecărei plăci.

Sub ecran corpul barajului este realizat din blocuri de beton prismatice, de $1 \times 2 \times 6$ m. Aceste blocuri, așezate sub forma unei zidării, sînt prevăzute cu tuburi de drenaj în care intrarea apei se face prin plăci găurite. Se realizează astfel sub ecran o rețea de drenuri orizontale, cu intervale de 3×1 m, dispuse în șah.

Barajul *Gela* din Italia (fig. 5-8) are o înălțime de 38 m deasupra terenului, respectiv 48 m deasupra vetrei. Profilul barajului este aproximativ trapezoidal, cu înclinările paramentelor 1 : 0,75 ... 1 : 0,85 spre amonte și 1 : 0,70 ... 1 : 1,00 spre aval. Lățimea coronamentului este 6 m, iar lățimea barajului la cota fundației este de 80 m, raportul B/H fiind de $80/38 = 2{,}10$.

Terenul de fundație, format parțial din argile marnoase, foarte sensibile la umiditate și la variații de temperatură, a fost protejat cu o placă generală de beton. Corpul barajului, realizat dintr-o zidărie omogenă foarte compactă (25% goluri), reazemă pe această placă prin intermediul unui strat poros de zidărie cu mortar, de 1,5 ... 2,0 m grosime.

Etanșarea sub baraj este realizată printr-o vatră din beton simplu de 8 ... 11 m adîncime și 3 ... 5 m grosime, prevăzută cu o galerie de vizitare.

Etanșarea corpului este asigurată de un ecran de beton de 40 cm grosime, împărțit în plăci de 12 ... 15 m lățime și armat cu două plase a cîte 6 ⌀ 14/m vertical și 6 ⌀ 10/m orizontal. Ecranul reazemă pe un strat de beton simplu de 60 cm grosime minimă, prevăzut cu un sistem de drenaj, format din tuburi și galerii orizontale.

19. Corpul barajelor de zidărie uscată

Taluzul natural al zidăriei uscate poate atinge pante de 1 : 0,3 ... 1 : 0,4, pentru umpluturi pînă la 20 m înălțime și 1 : 0,5 ... 1 : 0,7 pentru înălțimi mai mari.

Barajele din zidărie de piatră, au paramentul amonte înclinat la 1 : 0,7 ... 1 : 1,0, în funcție de înălțimea barajului și de calitatea zidăriei. La baraje de înălțimi sub 40 m executate foarte îngrijit, se adoptă uneori taluzuri mai abrupte 1 : 0,5 ... 1 : 0,7 (v. fig. 5-9, 5-27). Paramentul aval se execută cu taluzuri 1 : 0,7 ... 1 : 1,0 și uneori chiar 1 : 1,3. În cazul pantelor aval mai abrupte se prevăd berme orizontale de

1 ... 3 m lățime, dispuse la fiecare 8 ... 10 m diferență de nivel. Pante mai line se adoptă în cazul terenurilor de fundație mai slabe.

Tendința de a reduce cît mai mult volumul barajelor a pus constructorilor problema de a realiza o zidărie foarte îngrijită, din blocuri de piatră cît mai mari, cu un procent de goluri redus, care să permită taluzuri cît mai abrupte.

Barajele de zidărie italiene au în general raportul $B/H < 2$ (barajul *Tepuxtepec*, realizat după un proiect italian 1,85, barajul *Belice* 1,70, barajul *Piana Greci* 1,65, barajul *Hône* 1,60). Aceste baraje au paramentul amonte cu înclinarea unică de 1 : 0,70, sau mai lină. Paramentul aval este tot atît de abrupt 1 : 0,70, dar prevăzut cu berme de 1 ... 2 m lățime, situate la 8 ... 10 m diferență de nivel. Un astfel de profil impune aceeași calitate a zidăriei pentru întreg barajul.

Barajele de zidărie algeriene, au pantele ceva mai line decît cele italiene, avînd un raport B/H în jur de 2,3. Paramentul amonte are pante de circa 1 : 0,85, iar cel aval este și mai puțin abrupt, în jur de 1 : 1,25, în general fără berme. Aceasta permite o exigență mai redusă la execuția părții aval a barajului.

Barajele de zidărie au un volum de goluri mai redus decît barajele de anrocamente. Astfel, barajele italiene de acest tip, cu un raport între bază și înălțime 1,70 ... 1,95, au un procent de goluri de circa 25%, iar la cele algeriene, pentru un raport între bază și înălțime în jur de 2,30, acest procent variază între 25 și 35%.

20. Fundarea barajelor de zidărie

Deoarece barajele de zidărie transmit terenului de fundație solicitări mai mari decît celelalte tipuri de baraje de piatră, la fundarea acestora sînt necesare unele măsuri speciale.

Astfel, pentru o încărcare uniformă a terenului de fundație, se prevede execuția la baza barajului a unui strat de zidărie cu mortar de cîțiva metri grosime, sau de beton, de 0,50 ... 2,00 m grosime (exemplu: barajul *Tepuxtepec* — fig. 5-27 — cu strat de zidărie și barajul *Ghrib* — fig. 5-28 — cu placă de beton armat turnată peste fundație).

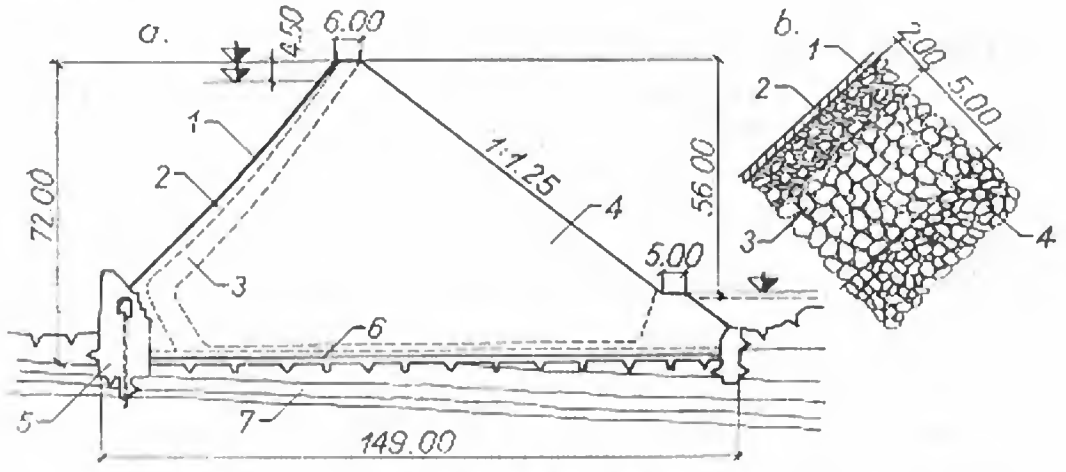


Fig. 5-28. Barajul Ghrib:

a — secțiune transversală; *b* — detaliu parament amonte; *1* — ecran din beton bituminos acoperit cu dale beton armat; *2* — zidărie cu mortar; *3* — zidărie uscată; *4* — zidărie de piatră; *5* — vatră; *6* — placă de beton armat; *7* — gresie.

În special la terenuri de fundație slabe, aceste straturi de repartizare a solicitărilor la baza barajului trebuie realizate cu deosebită grijă, luîndu-se și măsuri suplimentare de drenare a apelor infiltrate. În cazul fundațiilor stîncoase, de bună calitate, zidăria uscată se poate așeza direct pe stîncă.

21. Alcătuirea zidăriei

Avantajul principal al barajelor din zidărie uscată constă în deformabilitatea redusă a corpului lor. În vederea realizării unor soluții favorabile transmiterii eforturilor în fundație, este recomandabil ca zidăria să se execute în straturi cu o înclinare cît mai apropiată de normala la paramentul amonte (fig. 5-29, *c*), sau avînd o concavitate în sus (fig. 5-29, *a*). Pentru simplificarea execuției, zidăria se execută mai frecvent în straturi orizontale (fig. 5-29, *b*).

Este indicat ca blocurile de piatră pentru zidărie să fie cît mai mari (peste 1,00 m³), așezate de obicei cu macarale, avînd interspațiile umplute cu elemente mai mici, bine împănate. Blocurile cele mai mari se așază spre paramente.

La barajul *Ghrib* (fig. 5-28), piatra extrasă dintr-o carieră de calcare albastre s-a obținut sub formă de blocuri foarte regulate. S-au folosit 1/3 blocuri de 1,5 ... 8,0 t, 1/3 blocuri de 0,2 ... 1,5 t și 1/3 blocuri de 5 ... 200 kg. S-a obținut un procent de goluri de 25%. Dispoziția cu concavitatea în sus a rosturilor orizontale, prevăzută în proiect, nu s-a putut realiza, dovedindu-se că provoacă neregularități supărătoare. La barajul *Bou-Hanifia* (fig. 5-68), piatra de forme diferite, cu greutatea medie 2 t și maximă 15 t, s-a obținut dintr-o carieră de conglomerate și gresii foarte dure. Ea s-a putut așeza foarte bine în rînduri concave, tocmai din cauza formei ei neregulate. S-a obținut un procent de 27% goluri. La barajul *Tepuxtepec* (v. fig. 5-27), se remarcă zonarea pietrei în corpul barajului, cu zidăria mai compactă (20% goluri) spre amonte și mai poroasă (30% goluri), spre aval.

S-au executat și baraje în care zidăria de piatră uscată a fost înlocuită cu zidărie din blocuri de beton prismatice. În figura 5-30 se prezintă barajul *Piana Palu* construit din blocuri de beton de 4,00 × 4,00 × 4,00 m.

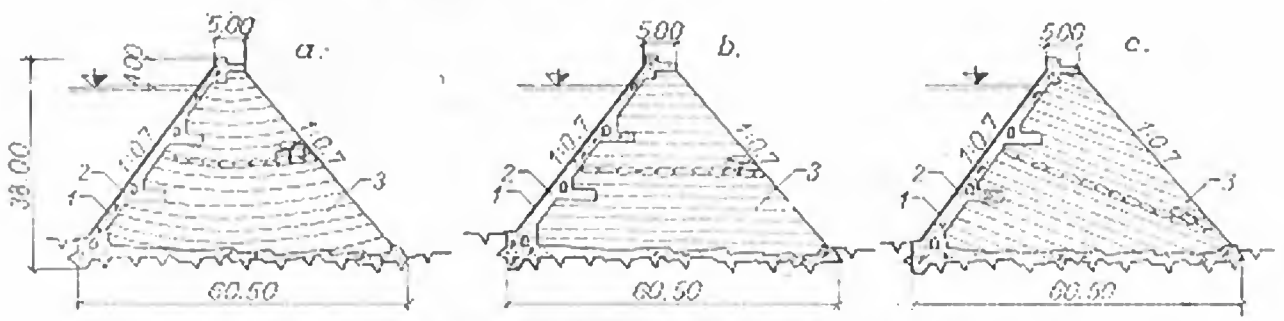


Fig. 5-29. Execuția zidăriei la baraje din zidărie de piatră:
a — cu concavitate în sus; *b* — în straturi orizontale; *c* — în straturi înclinate; *1* — ecran de beton armat; *2* — zidărie de piatră cu mortar; *3* — zidărie uscată.

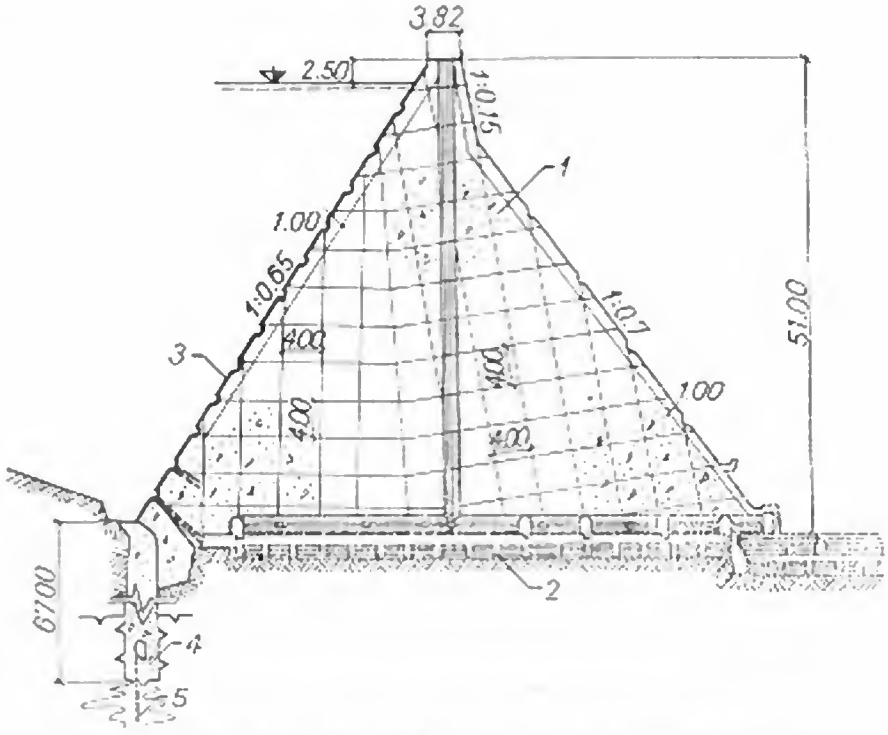


Fig. 5-30. Barajul Piana Palu — secțiune transversală:
1 — blocuri de beton; *2* — drenaje; *3* — ecran metalic; *4* — varră amonte; *5* — voal de etanșare.

Barajele din zidărie de piatră uscată deşi realizează o importantă economie de piatră, necesită un volum mare de manoperă calificată pentru execuția zidăriei. De asemenea se impune ca în vecinătatea amplasamentului barajului să existe piatră cu calitățile și formele necesare pentru zidăria uscată.

§ 6. BARAJE DE ZIDĂRIE ȘI ANROCAMENTE

22. Generalități

Barajele de acest tip reprezintă o soluție intermediară între barajele de zidărie uscată și barajele de anrocamente. De obicei au jumătatea amonte a profilului lor realizată din zidărie uscată, iar jumătatea aval din anrocamente descărcate în vrac sau compactate în straturi.

Etanșarea acestor baraje se realizează cu ecrane de beton armat, de beton bituminos sau metalice.

23. Exemplificări

Barajul *Șirokovski* (v. fig. 5-6), construit în U.R.S.S., are înălțimea maximă de 40 m [12]. Partea amonte a barajului, executată din zidărie uscată, are fața înclinată la 1 : 0,70. Partea aval, executată din anrocamente, are paramentul exterior

înclinat cu 1 : 1,1, cu berme de 2 m la fiecare 6 m diferență de nivel (panta medie 1 : 1,4).

Barajul este fundat pe un strat de aluviuni de 4 m grosime, exceptînd zidăria amonte, așezată direct pe roca alcătuită din gresii și argilite.

Ecranul de etanșare, executat din lemn, este așezat pe un beton de egalizare, rezemat pe un strat de zidărie cu mortar. Ca măsuri speciale pentru oprirea infiltrațiilor pe sub baraj s-a prevăzut un pinten de beton amonte de 6 m adîncime, încastrat în rocă și un anteradier de lemn și bitum, completat cu umpluturi de argilă.

Piciorul aval al barajului, format din blocuri mari, s-a consolidat printr-un prism de umplutură de 16 m, prevăzut cu drenaje speciale pentru scurgerea în aval a apelor infiltrate din lac.

Barajul *Morena* (fig. 5-31) are partea amonte alcătuită dintr-un prism de zidărie uscată, de 4,90 m grosime la coronament și 15 m grosime la bază, cu paramentul exterior înclinat la 1 : 0,5 pe primii 9 ... 10 m înălțime și 1 : 0,9 în rest [8]. Partea aval, executată din anrocamente, are taluzul exterior înclinat cu 1 : 1,5 și o bermă de 3,70 m, dispusă la 15,20 m sub coronament.

Înălțimea barajului de la baza vetrei este de 80 m, iar de la talveg 45,70 m. Ulterior barajul a fost supraînălțat cu 4,20 m prin completarea părții sale aval.

Barajul este fundat pe stîncă formată din granite, exceptînd partea din albia rîului, unde stînca este acoperită de un strat de circa 35 m grosime de aluviuni consolidate. În această zonă barajul este fundat pe aluviuni, etanșarea sub baraj realizîndu-se printr-o vatră de mare adîncime (35 m) din beton, avînd o grosime de 10,70 m la bază și 3 m la racordul cu barajul.

Ecranul de etanșare, executat din beton armat cu grosimea variind între 0,30 și 0,76 m, este așezat pe un pat de beton simplu de 1,80 m grosime. Rosturile verticale ale ecranului sînt dispuse la 14,60 m interval. Nu sînt prevăzute rosturi orizontale în ecran, exceptînd pe cel de la racordul cu vatra.

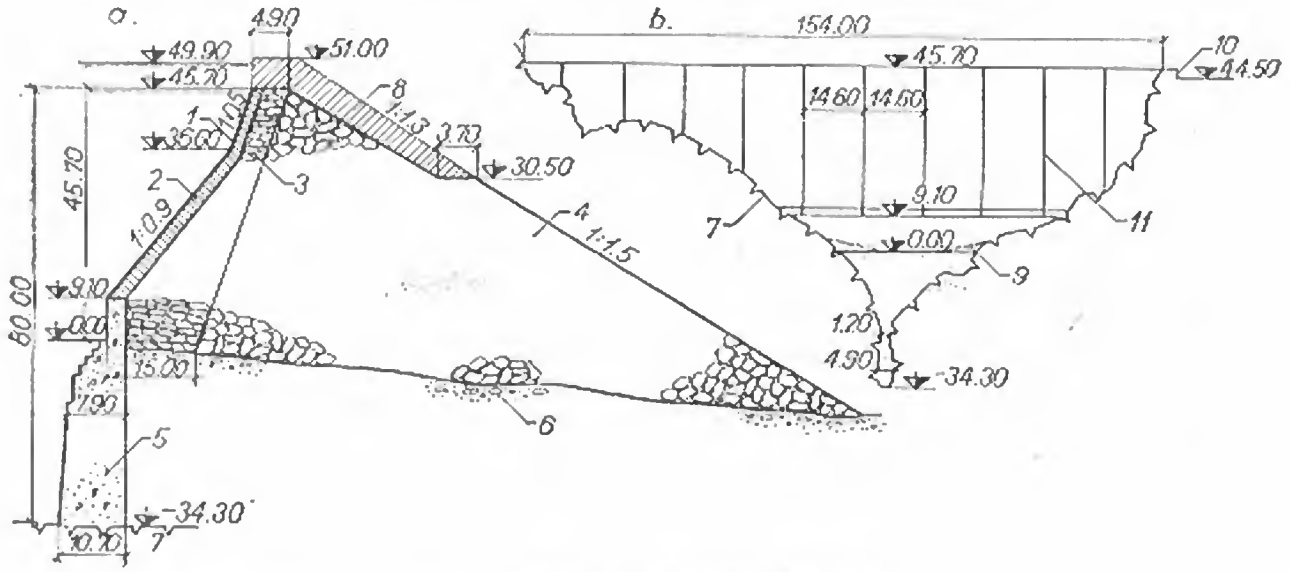


Fig. 5-31. Barajul Morena:

a — secțiune transversală; *b* — secțiune longitudinală; *1* — ecran de beton armat; *2* — zidărie cu mortar; *3* — zidărie uscată; *4* — anrocamente; *5* — vatră; *6* — depuneri aluvionare; *7* — granit; *8* — etapa 2 de construcție; *9* — albia normală a rîului; *10* — deversor; *11* — rosturi de dilatație.

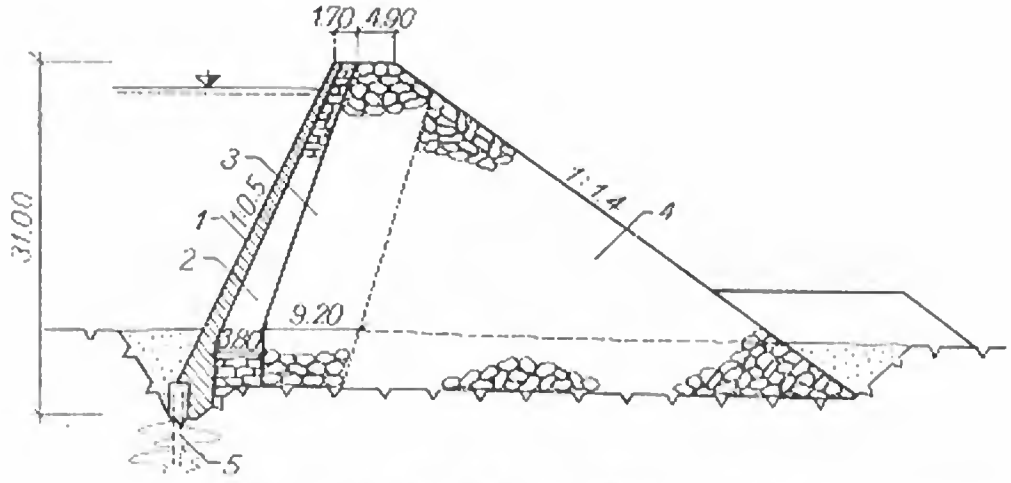


Fig. 5-32. Profilul barajului Beaver — Creek:
1 — ecran de etanşare; *2* — zidărie; *3* — material ales; *4* — umplutură obişnuită; *5* — voal de etanşare.

Barajul a fost executat din blocuri de granit, ajungînd pînă la 12 t. Punerea în operă a pietrei s-a făcut cu macarale Derick şi cu două macarale funicular de 410 m deschidere.

24. Corpul barajelor de zidărie şi anrocamente

Barajele de acest tip au de obicei partea de zidărie dispusă în amonte, iar corpul de anrocamente în aval (v. fig. 5-6, 5-31). Taluzurile exterioare ale barajului se execută corespunzător taluzurilor naturale ale părţilor respective din baraj, adică 1 : 1,2 ... 1 : 1,4 (în medie 1 : 1,3) în aval şi 1 : 0,7 ... 1 : 1,0 (uneori 1 : 0,5 ... 1 : 0,7) în amonte. Taluzul amonte al părţii de anrocamente a barajului este mai abrupt decît taluzul natural; din acest motiv anrocamentele exercită o împingere asupra părţii de zidărie din baraj. Această zidărie trebuie să fie suficient de groasă încît să poată prelua împingerea anrocamentelor (fig. 5-32).

În timpul lucrărilor, din cauza lipsei de stabilitate a taluzului amonte al anrocamentelor, corpul de zidărie trebuie executat simultan cu corpul de anrocamente, ceea ce complică execuţia. De asemenea zidăria reazemă de la început pe anrocamente insuficient tasate, astfel încît deformaţiile ulterioare ale anrocamentelor afectează zidăria şi implicit ecranul rezemat pe aceasta.

§ 7. BARAJE DE ANROCAMENTE ŞI PĂMÎNT

25. Generalităţi

După anul 1960, s-au considerat ca baraje de anrocamente şi barajele din materiale locale care au elementul de etanşare alcătuit din pămînt, iar corpul din anrocamente. Se precizează că anrocamentele trebuie să ocupe peste 50% din volumul total al barajului şi să fie compactate în straturi [4].

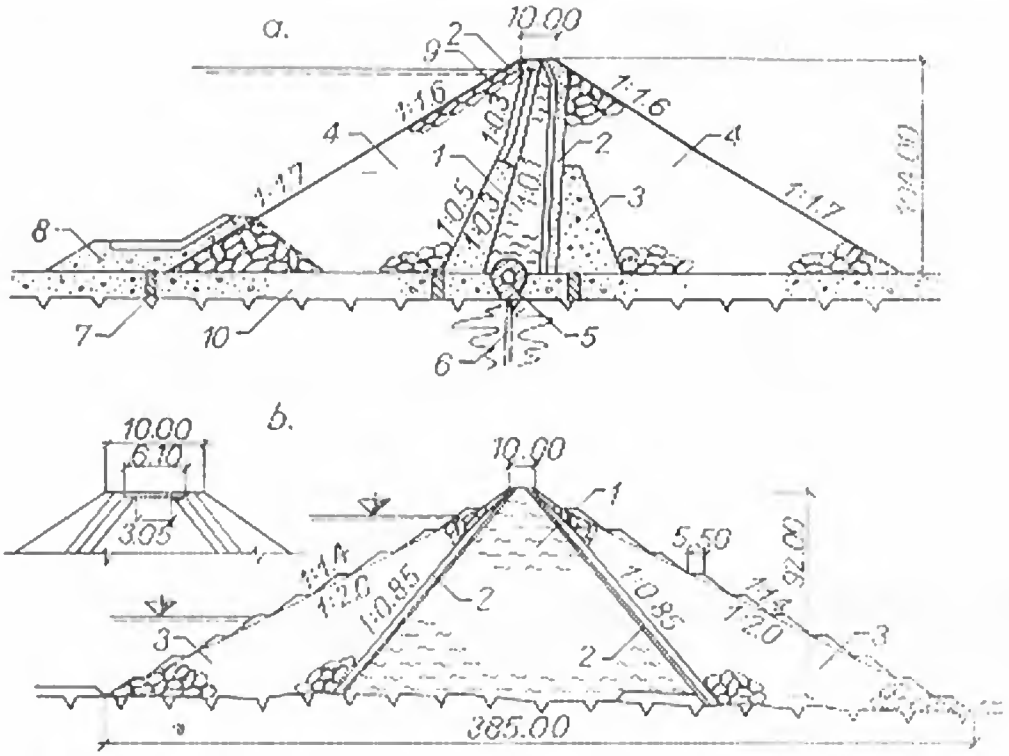


Fig. 5-33. Baraje de anrocamente cu nuclee de pămînt subțiri și masive:
a — barajul Tikveș; *1* — nucleu de argilă; *2* — filtre; *3* — piatră mică de carieră; *4* — anrocamente; *5* — galerie de injecții și vizitare; *6* — voal de etanșare; *7* — chesoane; *8* — batardou; *9* — protecție cu bolovani; *10* — aluviuni; *b* — barajul Watauga; *1* — umplutură impermeabilă; *2* — filtre; *3* — piatră de carieră.

Elementul de etanșare poate fi sub formă de nucleu sau ecran. Cînd nucleul are la bază o lățime mai mică decît înălțimea barajului, prezența lui nu influențează asupra pantelor exterioare ale barajului și se consideră că *nucleul* este *subțire* (fig. 5-33, *a*). Dacă nucleul are la bază o lățime mai mare ca 1,5 *H* (*H* fiind înălțimea barajului), el influențează asupra stabilității la alunecare a taluzurilor barajului, deci asupra mărimii pantelor și barajul se numește cu *nucleu masiv* (fig. 5-33, *b*).

Și în cazul cînd elementul de etanșare este sub formă de ecran de pămînt, situat în amonte și avînd o înclinare aproximativ paralelă cu taluzul amonte, dimensiunile ecranului variază în limite largi. În figura 5-34, *a* se prezintă barajul de anrocamente *Hîrfanli* (Turcia) cu *ecran subțire*, iar în figura 5-34, *b* barajul de anrocamente *Mont Cenis* (Franța), cu *ecran gros*.

Între ecran și prisma de anrocamente din aval și între nucleu și prismele laterale se prevăd de obicei zone de trecere, cu rol de filtre. De asemenea ecranul se acoperă cu un strat de piatră, cu rolul de a i se mări stabilitatea și de a fi protejat împotriva acțiunii de spălare a valurilor. Tipul de baraj cu ecran are o serie de avantaje:

— are stabilitate mai bună, pentru că întreaga masă de piatră rezistă unitar la împingerea apei; la barajele cu nucleu central, prisma amonte nu contribuie la asigurarea stabilității;

— transmite uniform sarcina fundației;

— permite execuția independentă a corpului de piatră, concomitent cu lucrările de fundare din zona ecranului (execuția pintenului, injecții etc.).

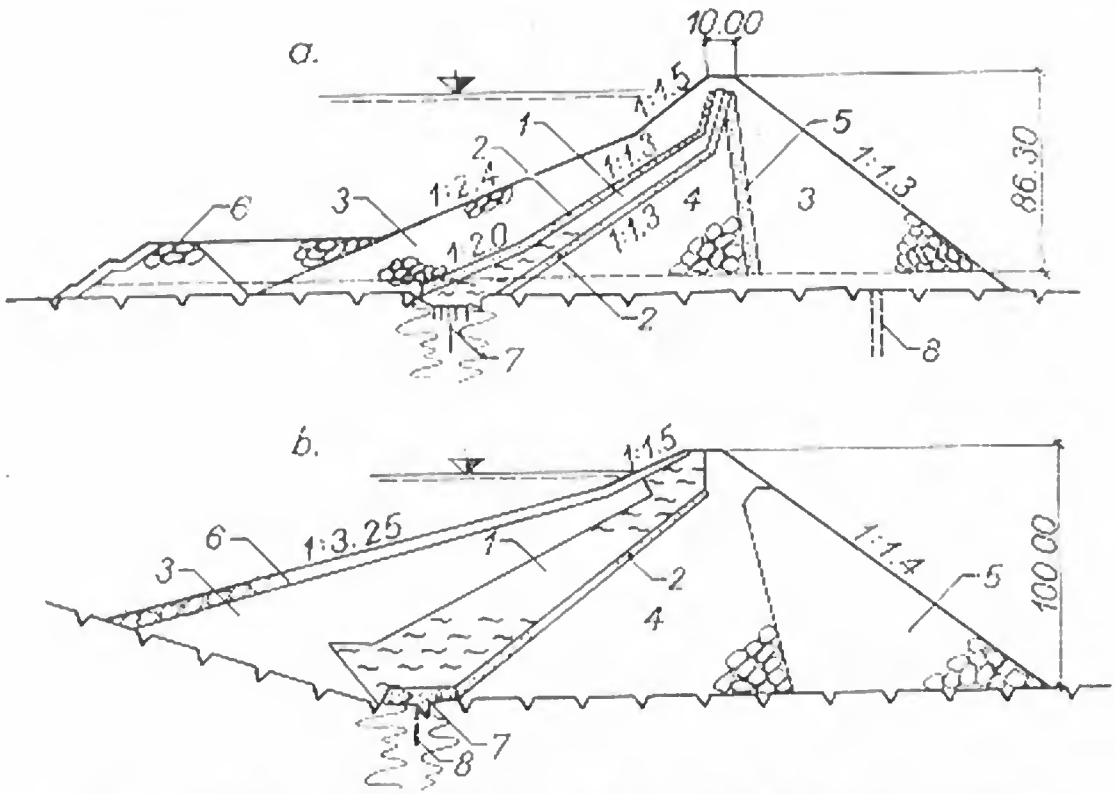


Fig. 5-34. Baraje de anrocamente cu ecrane de pămînt subțiri și groase:
a — barajul Hirfanli; *1* — ecran din argilă; *2* — filtre; *3* — anrocamente; *4* — anrocamente mărunte; *5* — strat drenant; *6* — batardou; *7* — voal de injecții de consolidare și etanșare; *8* — puțuri de drenaj; *b* — barajul Mont Cenis; *1* — ecran; *2* — filtru; *3* — zonă de pămînt; *4* — anrocamente interioare; *5* — anrocamente exterioare; *6* — perou de piatră; *7* — soclu de beton; *8* — voal de etanșare.

Dezavantajele tipului de baraj cu ecran sînt:

— stabilitatea mai scăzută a ecranului la coborîrea rapidă a nivelului în lac; pentru asigurarea stabilității prismului amonte este necesară așezarea unui strat de supraîncărcare pe paramentul amonte, care conduce în general la o creștere a volumului total de umplutură;

— pe suprafața de contact între ecran și terenul de fundație presiunea este mai mică; de aceea rezistența la alunecare și la infiltrații este mai redusă.

26. Exemplificări

Barajul *Keban* (Turcia) cu înălțimea maximă $H = 207$ m este cel mai înalt baraj din lume de tipul de anrocamente cu etanșare din nucleu de argilă (fig. 5-35). Nucleul are la bază o lățime de 75 m, deci este de tipul subțire. Paramentul amonte are înclinarea de 1 : 1,71, iar paramentul aval de 1 : 1,66. Piciorul amonte al barajului este format din batardoul amonte, fundat pe aluviuni și etanșat în adîncime printr-un voal de injecții. Lățimea barajului la cota de fundare este de 705 m, rezultînd un raport $B/H = 3{,}4$.

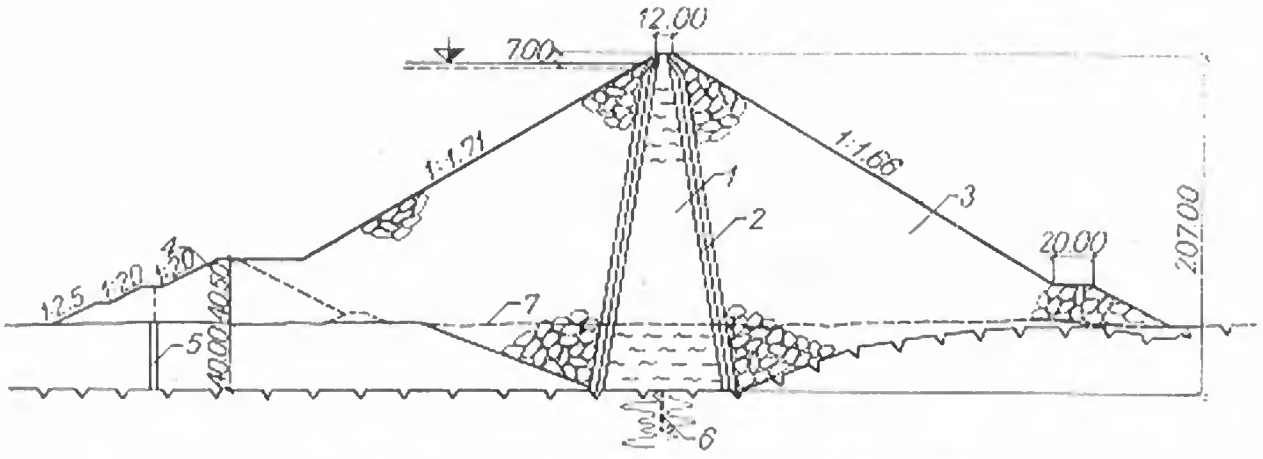


Fig. 5-35. Barajul Keban — secțiune transversală:
1 — nucleu de argilă; *2* — filtre; *3* — anrocamente; *4* — batardou amonte; *5* — etanșare prin injecții; *6* — voal de etanșare; *7* — linia terenului natural.

Fundația barajului este alcătuită din roci calcaroase, cu excepția prismului de anrocamente din amonte, care este fundat pe depozitele aluvionare existente în albie.

Trecerea de la zona nucleului de argilă la zona prismelor de rezistență din anrocamente se realizează prin filtre de nisip și pietriș, avînd o grosime minimă de 4 m. La contactul prismelor de piatră cu filtrele de pietriș este prevăzută o zonă de tranziție, cu grosimea minimă de 2 m, din anrocamente fine, compactate în straturi de 30 cm.

Prismele de rezistență sînt alcătuite din anrocamente de natură calcaroasă, excavate dintr-o carieră vecină amplasamentului. Grosimea straturilor de anrocamente puse în operă a fost de 60 m. La părțile exterioare ale prismelor de rezistență înălțimea stratului de anrocamente la punerea în operă a fost de 1 m.

Lungimea totală la coronament a barajului Keban este de 1095 m, din care 608 m aparțin barajului de anrocamente, iar restul, barajului de beton de greutate și prizei pentru uzina electrică.

Barajul *Vidra* (Lotru) (fig. 5-36) este alcătuit din anrocamente cu nucleu central de argilă și are înălțimea maximă 124 m. Pantele paramentului amonte al barajului de 1 : 1,75 și ale paramentului aval de 1 : 1,50 și 1 : 1,75 conduc la o lățime maximă a barajului la bază de 487 m și la un raport $B/H = 4{,}03$.

Roca de bază în zona amplasamentului este alcătuită din gnaisuri de Vidra cu intercalații reduse de paragnaise, micașisturi și pegmatite. La versantul drept roca se caracterizează printr-o alterare generală pe o adîncime de 30 ... 50 m. Sub acțiunea de durată a infiltrațiilor sub presiune, această zonă își poate înrăutăți calitatea. Pentru a intercepta scurgerile din lac prin versantul drept, în aval de nucleul de etanșare s-a executat un ecran drenant, constituit din două galerii și o perdea de drenuri forate la 5 m distanță, ce debușează în galerii. În restul amprizei roca este de foarte bună calitate. Etanșarea fundației se realizează prin injecții executate dintr-o galerie semiîncastrată în rocă, amplasată la mijlocul nucleului.

Barajul cuprinde următoarele zone din amonte spre aval: un strat de protecție din bolovani, prism de anrocamente compactat în straturi de 2 m, zonă de trecere din material aluvionar de 0 ... 300 mm, un filtru din material aluvionar sortat de

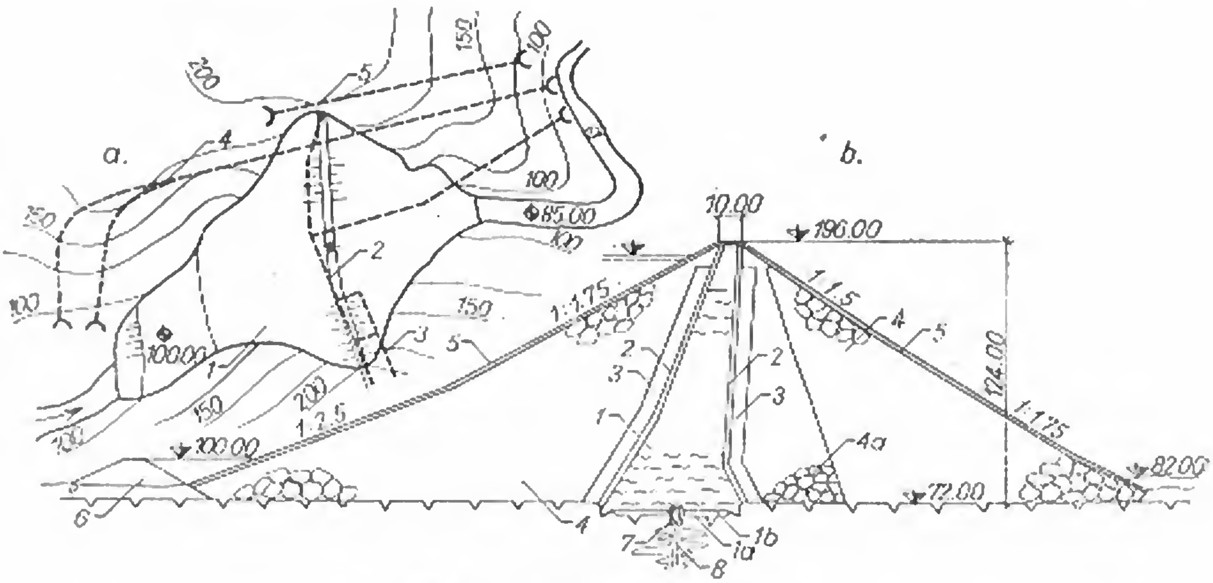


Fig. 5-36. Barajul Vidra:

a — vedere în plan; *1* — corpul barajului; *2* — galerie de injecții; *3* — galerii de drenaj; *4* — galerie de deviere și golire de fund; *5* — descărcător; *b* — secțiune transversală; *1* — argilă în nucleu; *1, a* — argilă de contact; *1, b* — argilă de trecere; *2* — filtru *1*; *3* — filtru *2*; *4* — anrocamente cu dimensiunea maximă 2,00 m; *4, a* — anrocamente cu dimensiunea maximă 1,00 m; *5* — anrocamente de protecție; *6* — batardou; *7* — galerie de injecții; *8* — voal de etanșare.

0 ... 40 mm, un nucleu argilos ușor înclinat spre amonte, filtru similar cu cel din amonte, zonă de trecere identică cu cea din amonte, prism de anrocamente compactat în straturi de 1 m grosime spre centru și 2 m spre aval, cu amenajarea suprafeței paramentului aval.

Materialul de etanșare din nucleu este pronunțat argilos avînd 35 ... 62% particule sub 80 μ, permeabilitatea $k = 10^{-6}$ cm/zi, umiditatea optimă de punere în operă $W_{optim} = 16\%$. Materialul pentru nucleu s-a extras dintr-o balastieră amplasată în chiuveta lacului, la 7 km amonte de baraj.

Anrocamentele pentru prismele laterale s-au obținut dintr-o carieră de gnaise, situată pe o vale laterală, la 2 km aval de baraj. Punerea în operă se realizează în straturi de 1 și 2 m grosime, compactate.

Adoptarea unei forme ușor arcuită ($R = 900$ m) în plan a nucleului și a întregului baraj favorizează autoînchiderea fisurilor eventuale din nucleu și contribuie la o înscriere avantajoasă în condițiile topografice din amplasament.

Barajul *Miboro* (Japonia) (fig. 5-37) are corpul alcătuit din anrocamente și etanșarea din ecran de argilă. Înălțimea maximă a barajului este de 131 m, iar lungimea la coronament de 405 m. Lățimea la coronament de 12 m, panta paramentului amonte de 1 : 2,5 și a paramentului aval de 1 : 1,75 conduc la un raport $B/H = 4{,}55$.

Fundația barajului este alcătuită din cuarțite și porfirite fisurate, cu incluziuni de granit. Pentru etanșarea contactului între ecranul de argilă și fundație s-au executat dinți de beton și o galerie de injecții și control, din care s-au executat două rînduri de foraje pentru injecții.

Ecranul de argilă are o înclinare de 1 : 1,50 la partea amonte și 1 : 0,85 la partea aval, fiind încadrat de filtre din nisip și pietriș, care fac trecerea la zonele din anrocamente. Această înclinare a ecranului, care diferă de tipul obișnuit, s-a ales pentru

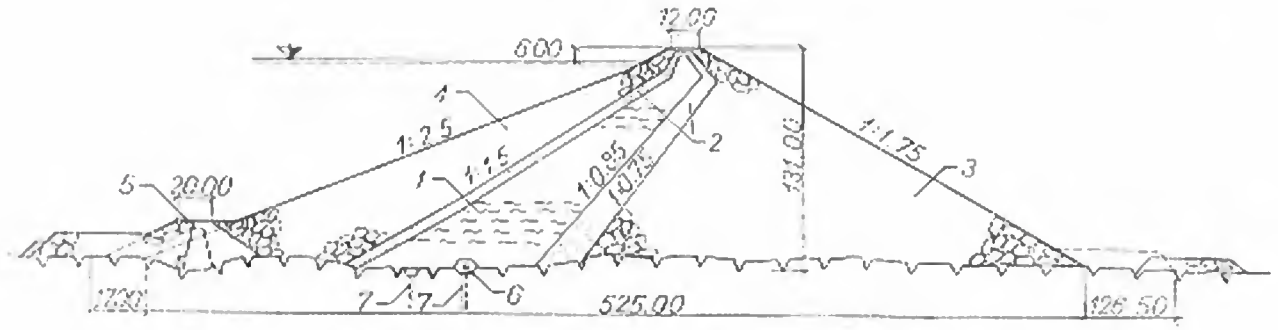


Fig. 5-37. Barajul Miboro — secțiune transversală:
1 — ecran de argilă; *2* — zone de tranziție; *3* — anrocamente; *4* — protecție de piatră; *5* — batardou; *6* — galerie de injecții; *7* — perdea de etanșare.

a se realiza un ecran mai gros, fără mărirea volumului total al barajului. Deoarece în această dispoziție taluzul amonte al părții de anrocamente a barajului este abrupt (pantă 1 : 0,75), pentru asigurarea stabilității corpului de anrocamente în timpul execuției, în această zonă s-a executat un strat de zidărie uscată [13]. Deoarece barajul este executat într-o zonă cu activitate seismică ridicată, pe paramentul amonte al ecranului s-a executat o umplutură din bolovani cu rolul de a crește stabilitatea taluzului.

Barajul *Gepatsch* (Austria) are o înălțime maximă de 153 m și este de tipul din anrocamente cu nucleu de argilă. Taluzurile amonte și aval ale barajului au pante de 1 : 1,5 și sînt prevăzute cu berme (una la paramentul amonte și două la cel aval) (fig. 5-38).

Nucleul de argilă este fundat pe stîncă (gnais ocular), după excavarea stratului de aluviuni și grohotiș, provenit din surpări ale versanților. Prismele de anrocamente sînt fundate direct pe stratul de aluviuni sau grohotiș.

Argila din nucleu se obține din materialul rezultat din surpările de versanți, prin îndepărtarea fracțiunilor mai mari de 80 mm. Calitatea materialului este ameliorată cu un adaos de 1% bentonită. Cu un asemenea amestec s-a executat partea din

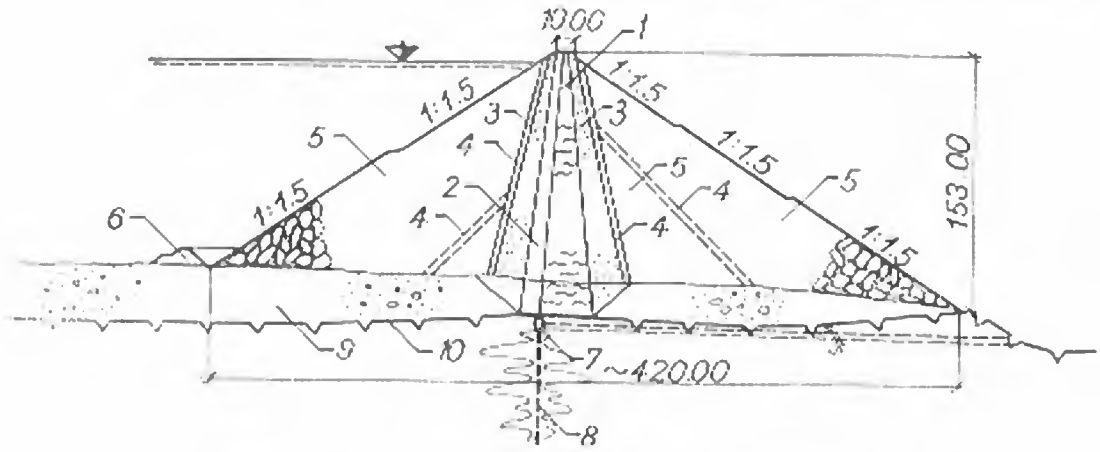


Fig. 5-38. Barajul Gepatsch — secțiune transversală:
1 — nucleu de argilă; *2* — amestec cu bentonită; *3* — material aluvionar; *4* — filtre din pietriș mărunt; *5* — anrocamente; *6* — batardou; *7* — galerie de injecții; *8* — voal de etanșare; *9* — aluviuni; *10* — gnais ocular.

amonte a nucleului. De ambele părți ale nucleului sînt două zone de tranziție: una din material aluvionar și a doua din piatră mărunță, care face trecerea la prismele de anrocamente. Anrocamentele sînt exploatate dintr-o carieră de gnais ocular, volumul maxim admis al blocurilor de piatră fiind de 1 m^3.

Etanșarea contactului între stîncă și nucleu se realizează cu argilă fină și injecții de legătură. În stîncă, la baza nucleului, s-a excavat o galerie de injecții din care s-a executat voalul de etanșare.

27. Corpul barajelor de piatră și pămînt

Barajele de piatră cu ecran de pămînt se execută cu următoarele pante:

— *corpul principal de anrocamente*, aproape fără excepție cu pantele taluzurilor naturale 1 : 1,3 ... 1 : 1,4 (mai ales 1 : 1,4) atît în aval cît și în amonte;

— *ecranul de pămînt* cu panta amonte 1 : 1,4 ... 1 : 1,7, mai frecvent 1 : 1,5, în funcție de rezistența materialului folosit;

— *taluzul amonte* al barajului cu panta 1 : 2,2 ... 1 : 2,5, racordîndu-se de obicei la piciorul amonte cu batardoul pentru devierea apelor, care astfel este înglobat în corpul barajului.

Aceste pante sînt indicate pentru baraje cu ecrane executate din materiale cu oarecare rezistență structurală (unghiuri de frecare interioară circa 25 ... 30°). În cazul unor materiale mai slabe, de tipul argilelor, se impune o pantă mai lină pentru ecran și o dezvoltare mai mare a stratului de încărcare din amonte, pentru a asigura stabilitatea ecranului la golirea lacului. Aceasta micșorează economicitatea tipului de baraj mixt cu ecran amonte, față de tipul cu nucleu central.

În figura 5-39 se arată comparativ profilele cîtorva baraje de acest tip, de 30 ... 100 m înălțime, executate în perioada 1940—1955 [4].

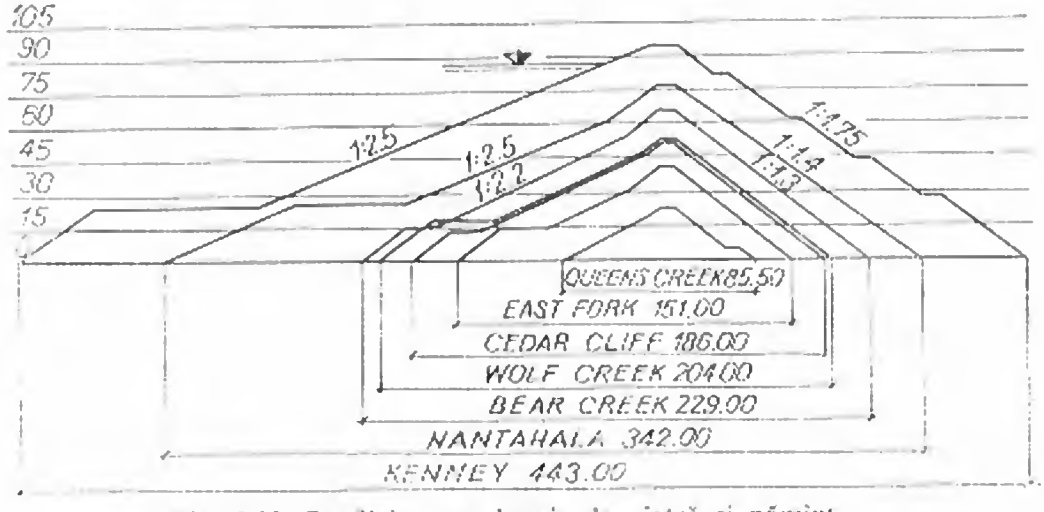


Fig. 5-39. Profilele unor baraje de piatră și pămînt.

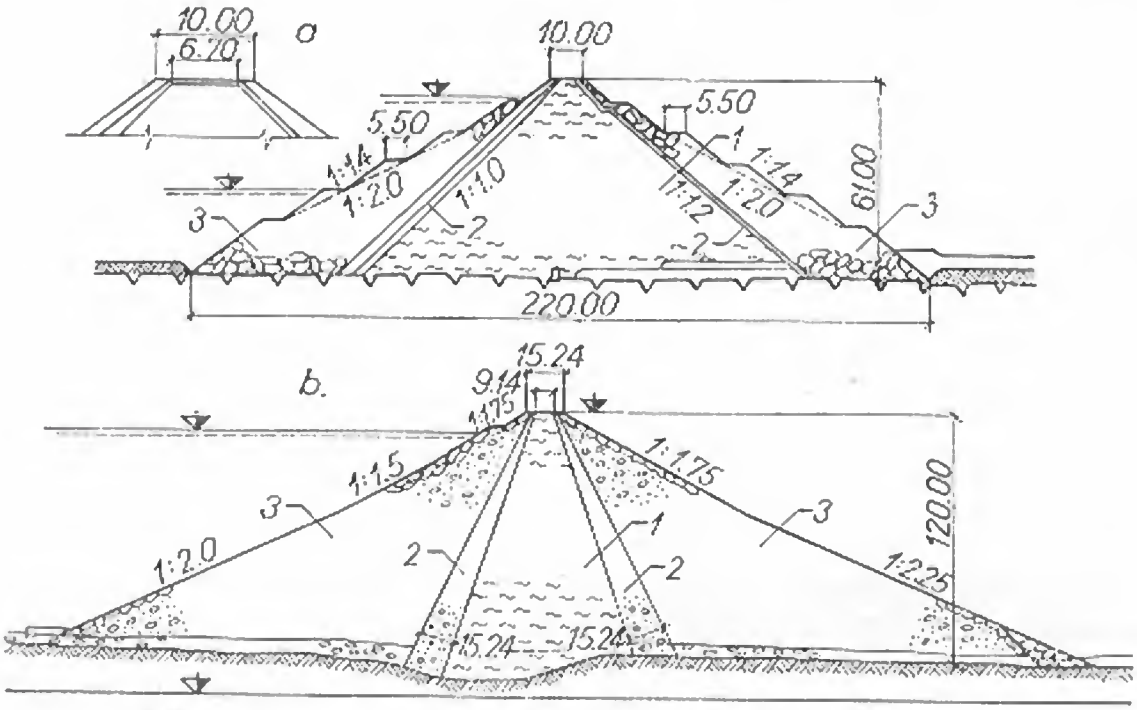


Fig. 5-40. Tipuri de nuclee de pămînt la baraje de anrocamente:
a — barajul Nottely cu nucleu masiv; *1* — umplutură impermeabilă; *2* — filtre; *3* — piatră de carieră; *b* — barajul Mud Mountain cu nucleu subțire; *1* — nucleu de argilă; *2* — straturi intermediare; *3* — anrocamente.

Barajele de piatră cu nucleu de pămînt se execută în general simetrice, cu paramentele înclinate la 1 : 1,8 ... 1 : 2,2, de obicei 1 : 2. În funcție de calitatea pămîntului, nucleele centrale se execută *groase*, cu pante egale de 1 : 0,75 ... 1 : 0,85 și chiar 1 : 1 (fig. 5-40, *a*), cînd pămîntul este mai ieftin; cînd piatra este mai ieftină, nucleele se execută *subțiri*, cu pante de asemenea egale de 1 : 0,2 ... 1 : 0,4 (fig. 5-40, *b*).

Un nucleu subțire are următoarele avantaje:

— presiunea apei din pori se poate difuza, consolidarea efectuîndu-se în ritm mai rapid, zonele de filtru fiind la distanță mai mică;

— volumul fiind redus, se asigură o calitate superioară la punerea în operă și un timp mai scurt de execuție.

Un nucleu mai gros este mai rezistent la fisurație, se adaptează mai bine la sufozie și la autocolmatarea fisurilor apărute [3].

28. Dimensiunile zonelor impermeabile

Grosimea ecranelor și a nucleelor de pămînt se stabilește în funcție de calitățile materialului, de presiunea apei și de poziția zonei impermeabile în baraj.

La barajele cu ecran amonte, grosimea uzuală a ecranului la partea superioară este de 3,50 ... 4,50 m, cu creșteri spre bază de 1,0 ... 1,5 m la fiecare 10 m diferență

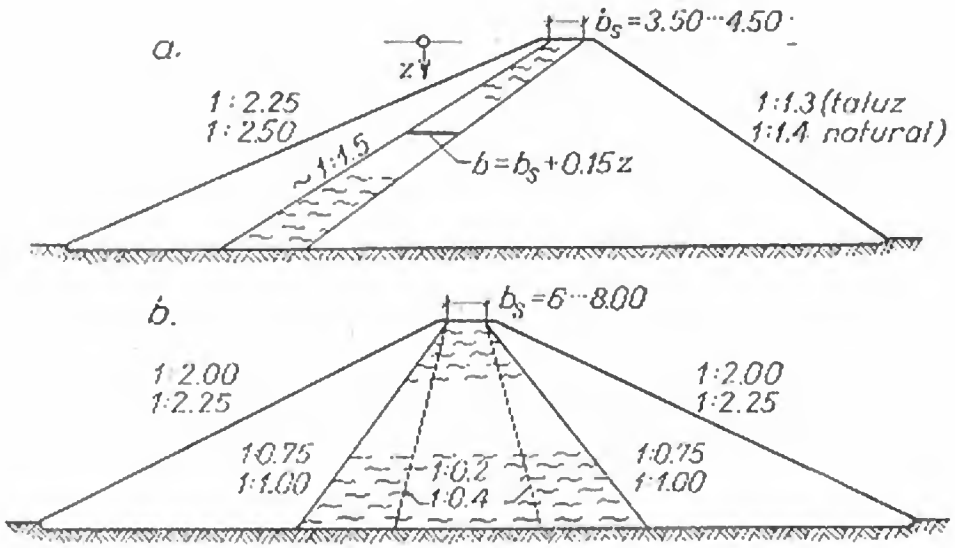


Fig. 5-41. Scheme cu pantele taluzurilor la baraje mixte:
a — cu ecran; *b* — cu nucleu central.

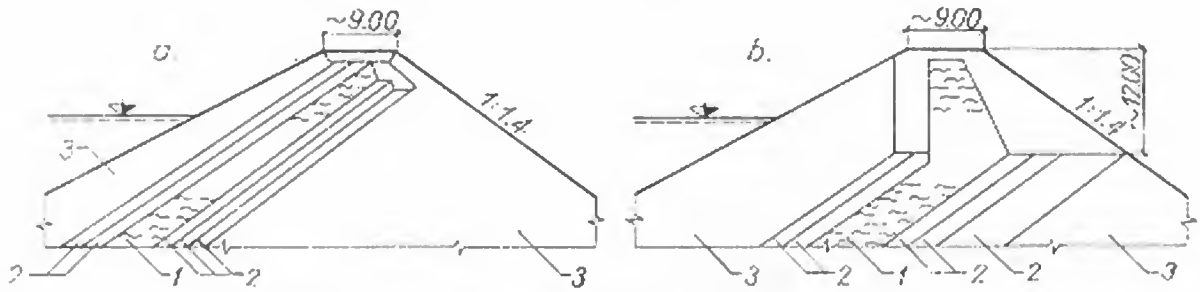


Fig. 5-42. Dispoziția ecranului sub coronament:
a — înclinat; *b* — vertical; *1* — ecran; *2* — filtre; *3* — anrocamente.

de nivel. La barajele cu nucleu, grosimea uzuală a nucleului la partea superioară este de 6 ... 8 m, iar pantele feţelor sale amonte şi aval sînt egale, variind între 1 : 0,2 şi 1 : 1 (fig. 5-41).

La partea superioară a barajului, ecranul se poate prelungi înclinat pînă sub coronament (fig. 5-42, *a*) sau se poate termina printr-un sector vertical, amplasat central în baraj, din motive de execuţie (fig. 5-42, *b*).

La barajele cu nucleu central, grosimea nucleului la coronament se ia mai mare, de circa 6 ... 8 m; grosimea la bază rezultă din pantele date nucleului, alese după criteriile arătate mai sus.

29. Alcătuirea zonelor impermeabile

Pentru ecrane sînt recomandabile pămînturi cu oarecare coeziune (2 ... 4 t/m²) şi cu unghi de frecare interioară relativ ridicat (25 ... 30°) [4], [13]. Aceste calităţi sînt îndeplinite de terenurile de tipul subargilelor, care conţin un procent de argile (fracţiuni sub 0,002 mm) limitat la 5 ... 10% şi silturi (fracţiuni

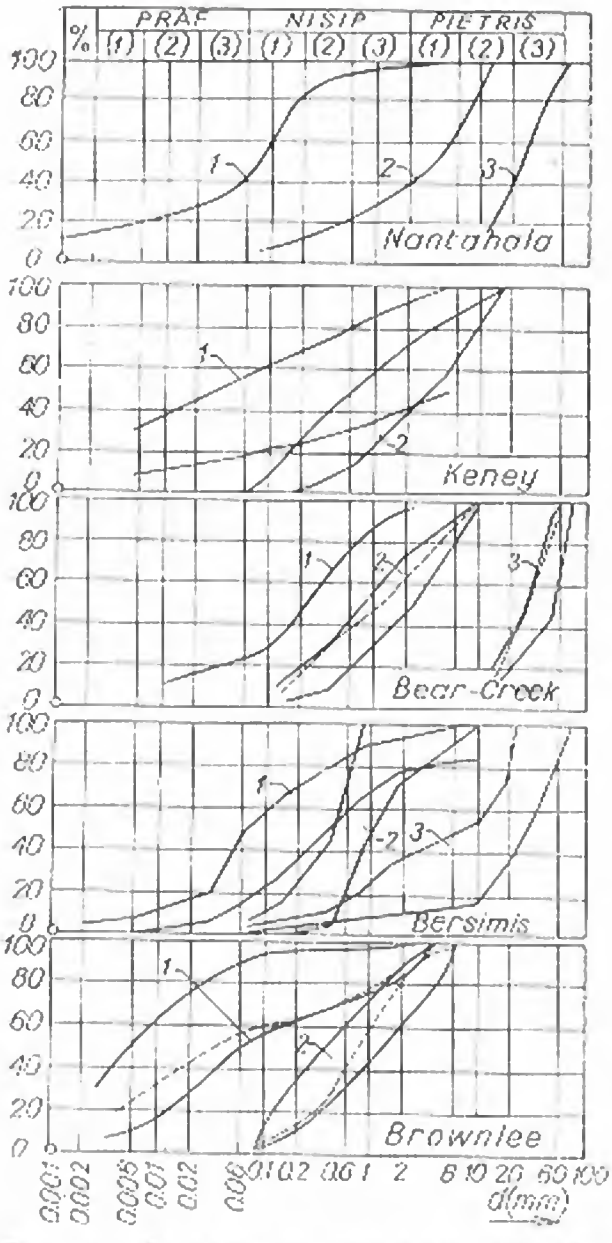


Fig. 5-43. Curbe granulometrice ale materialelor folosite pentru ecrane și filtre la baraje mixte:

1 — în ecran; *2* — în stratul filtrant de nisip; *3* — în stratul filtrant de pietriș; *(1)* — mărunt; *(2)* — mediu; *(3)* — mare.

0,006 ... 0,002 mm) pînă la 40%. Fracțiunile maxime ajung la 2 mm și uneori 5 ... 25% din fracțiuni trec peste 2 mm. În figura 5-43 se prezintă curbele granulometrice ale materialelor folosite pentru ecrane la o serie de baraje. În mod obișnuit coeficientul de permeabilitate al acestor pămînturi este sub $2 \cdot 10^{-5}$ cm/s.

La ecranele alcătuite din pămînturi cu structură mai slabă, se prevede o pantă mai lină, pentru a se asigura stabilitatea la golire a lacului. Așa s-a procedat spre exemplu la barajul *Ghizel-Donskaia* (fig. 5-44) [2].

Pentru nuclee, a căror stabilitate este mult ajutată de prismele laterale de anrocamente, se pot folosi și pămînturi cu structură mai slabă, de tipul argilelor, cu frecare și coeziune mai mică. La barajul *Deribendi-Khan* (Irak), s-a folosit un pămînt cu unghi de frecare interioară 17°, însă grosimea prismelor laterale s-a mărit, pentru a se asigura stabilitatea nucleului (fig. 5-45).

O atenție deosebită trebuie acordată umidității naturale a materialului în raport cu umiditatea optimă cerută de o bună compactare. Pentru subargile, umiditatea optimă este în jur de 22%. La barajul *Miboro*, din cauza umidității excesive a materialului în stare naturală, a fost necesară prepararea artificială a materialului, amestecînd pămîntul din patru balastiere diferite. Calitatea materialului obținut nefiind complet satisfăcătoare, a fost necesară îngroșarea ecranului (v. fig. 5-37).

30. Alcătuirea stratului de protecție

Stratul de protecție și încărcare a ecranului, dispus în amonte , se realizează din piatră sau alt material cu un unghi de frecare interioară cît mai mare (de preferat peste 35°). Grosimea și pantele acestui strat rezultă din condițiile de asigurare a stabilității la alunecare a ecranului la golirea lacului. În cazul ecranelor din

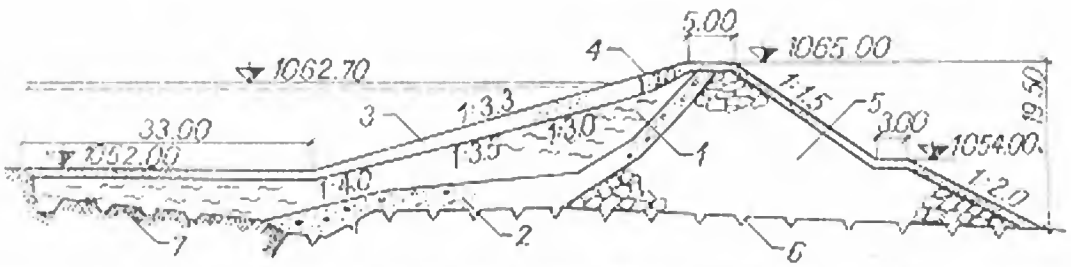


Fig. 5-44. Barajul Ghizel-Donskaia — secțiune transversală:
1 — ecran; *2* — filtru invers; *3* — strat de protecție de nisip; *4* — pereu de piatră; *5* — anrocamente; *6* — roci deluviale; *7* — argile.

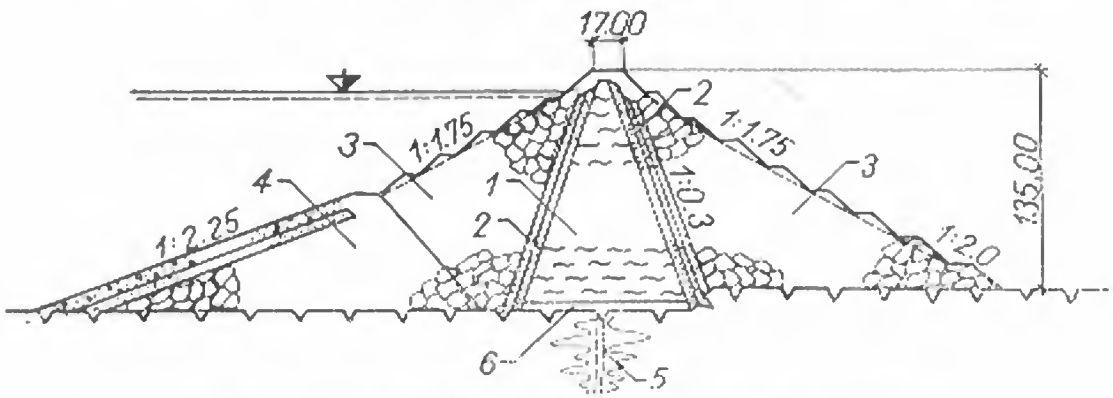


Fig. 5-45. Barajul Derbendi-Khan — secțiune transversală:
1 — nucleu din argilă nisipoasă; *2* — filtru din material aluvionar; *3* — anrocamente; *4* — batardou; *5* — voal de etanșare; *6* — torcret sau mortar de ciment.

subargile, un strat de piatră cu grosimea de 6 ... 12 m măsurată orizontal la partea superioară a barajului și cu panta în jur de 1 : 2,5 este suficient. Materialul de protecție trebuie să fie în orice caz drenant și să aibă o greutate volumetrică cît mai mare.

§ 8. ECRANE DE BETON ȘI DE TORCRET

31. Calitățile ecranelor

Ecranele pentru etanșarea barajelor de piatră trebuie să îndeplinească următoarele condiții principale:

— *să fie impermeabile;*

— *să fie elastice,* pentru a asigura etanșeitatea chiar în condițiile tasării sau deformării lor;

— *să fie rezistente,* pentru a prelua presiunea apei.

32. Tipuri de ecrane de beton

Aceste ecrane se execută sub forma uneia sau mai multor plăci suprapuse de beton, de obicei armat, împărțite prin rosturi în dale dreptunghiulare, pătrate sau de alte forme.

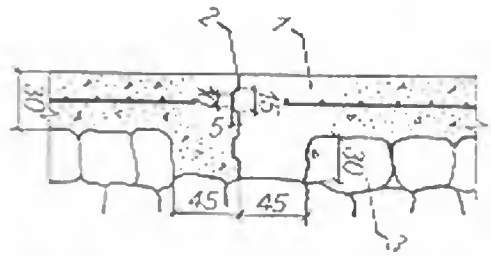


Fig. 5-46. Rost de construcție la barajul Bucks:

1 — ecran de beton slab armat; *2* — rost de construcție; *3* — zidărie sub ecran.

Poziția rosturilor și dimensiunile dalelor se aleg potrivit gradului de elasticitate care trebuie asigurat ecranului. Rosturile orizontale permit plăcilor să urmărească tasarea unui baraj fără să fisureze și de aceea se numesc rosturi de tasare. Rosturile normale pe cele de tasare, situate în planuri verticale și orientate de la coronament spre bază, se prevăd pentru contracția și dilatarea betonului, ca la orice construcție de beton. Printr-o alegere judicioasă a poziției rosturilor și o execuție îngrijită se pot obține ecrane de beton elastice și etanșe.

Ecranele de beton sînt de următoarele tipuri:

— *Ecrane fără rosturi orizontale*, denumite și ecrane rigide. Se aplică la baraje cu înălțimea sub 50 m, la care tasările sînt neimportante în special la baraje cu zona amonte realizată din zidărie (uscată sau cu mortar) și cu paramentul amonte abrupt. Aceste ecrane sînt alcătuite dintr-o placă continuă așezată direct pe zidărie, împărțită prin rosturi verticale în sectoare.

În mod excepțional s-au executat ecrane complet lipsite de rosturi. Barajul *Bucks*, executat din anrocamente (cu parament amonte 1 : 1,4 și parament aval 1 : 1,5), de 37 m înălțime, s-a etanșat cu un ecran de beton de 30 ... 50 cm grosime, turnat pe 380 m lungime fără nici un fel de rost, în afara celor de construcție (fig. 5-46). Betonul a fost prevăzut cu un procent de armare de 0,55% vertical și 0,70% orizontal. După 13 ani de serviciu, în afară de cîteva fisuri fine, nu s-au constatat alte defecțiuni [5]. Totuși acest gen de ecran s-a aplicat la un număr foarte redus de baraje, de înălțime sub 50 m, executate înainte de anul 1930. Cu toată comportarea bună nu poate fi recomandat ca o soluție certă.

— *Ecrane cu rosturi orizontale*, formate dintr-un singur strat. Este tipul cel mai răspîndit și constă dintr-o placă de beton armat, împărțită în dale prin rosturi etanșate cu dispozitive clasice, care pot prelua deformații relativ importante (fig. 5-47).

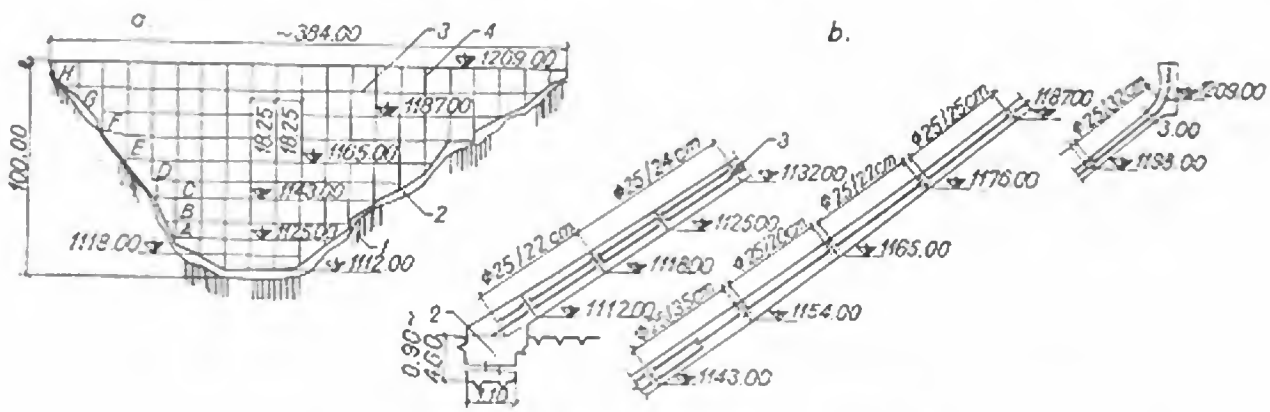


Fig. 5-47. Ecranul barajului Salt Springs:

a — distribuția rosturilor; *b* — secțiune transversală; *1* — injecții; *2* — vatră amonte; *3* — rosturi orizontale; *4* — rosturi verticale.

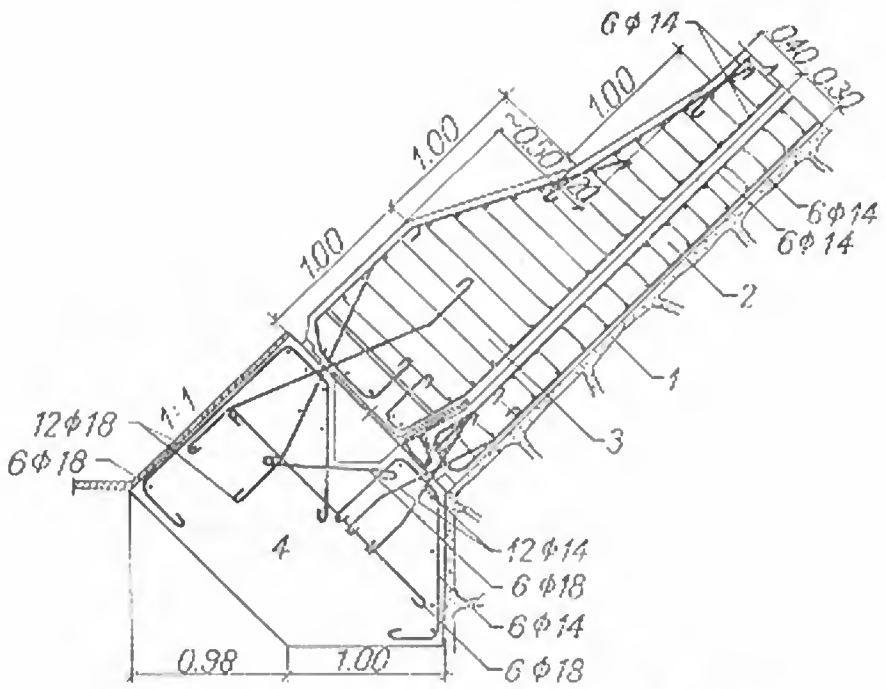


Fig. 5-48. Ecranul stratificat al barajului Bakhadda:
1 — torcret; *2* — placă provizorie; *3* — placă definitivă; *4* — vatră amonte.

— *Ecrane stratificate*, constituite din mai multe plăci suprapuse. Aceste ecrane se aplică atunci cînd sînt posibile tasări mari ale barajului sau ale fundației sale și în regiuni seismice.

Se compun din două sau mai multe plăci (straturi) de beton armat, cu straturi de bitum între ele. Vopseaua bituminoasă se prevede pentru a permite o lunecare relativă între plăci. Fiecare strat se execută din dale separate, de 3 ... 10 m latură și de 10 ... 20 cm grosime, cu o rețea de armături a cîte 0,5 procente de armare în fiecare direcție. Rosturile stratului superior se etanșează cu tole elastice, similare cu cele descrise înainte. Legătura între straturi și zidăria de reazem se face prin ancore și nervuri lăsate în zidărie [2].

Un tip de ecran stratificat s-a executat la barajul *Bakhadda* (fig. 5-48). Ecranul este format din două plăci. Prima placă, de 30 cm grosime, este dublu armată, cu două rețele a cîte 6 ⌀ 12/m în fiecare direcție și etrieri 36 ⌀ 6/m². Ea reazemă pe o zidărie netezită printr-un strat de torcret și nu are decît rosturi verticale, situate la 15 ... 21 m interval. A doua placă, de asemenea dublu armată cu două rețele a cîte 6 ⌀ 14/m, are rosturile etanșate cu tole de 2 mm, fixate cu buloane de bronz în beton. Racordul cu vatra se face sub forma unei articulații. Între plăci și zidărie sînt prevăzute straturi de bitum.

Interesant la acest baraj este faptul că după executarea primei plăci, barajul a fost pus sub sarcină cu scopul de a provoca tasarea sa sub presiunea apei. Deși infiltrațiile au fost practic inexistente, s-a executat și placa următoare, presupunînd eventuale defecțiuni în caz de cutremur.

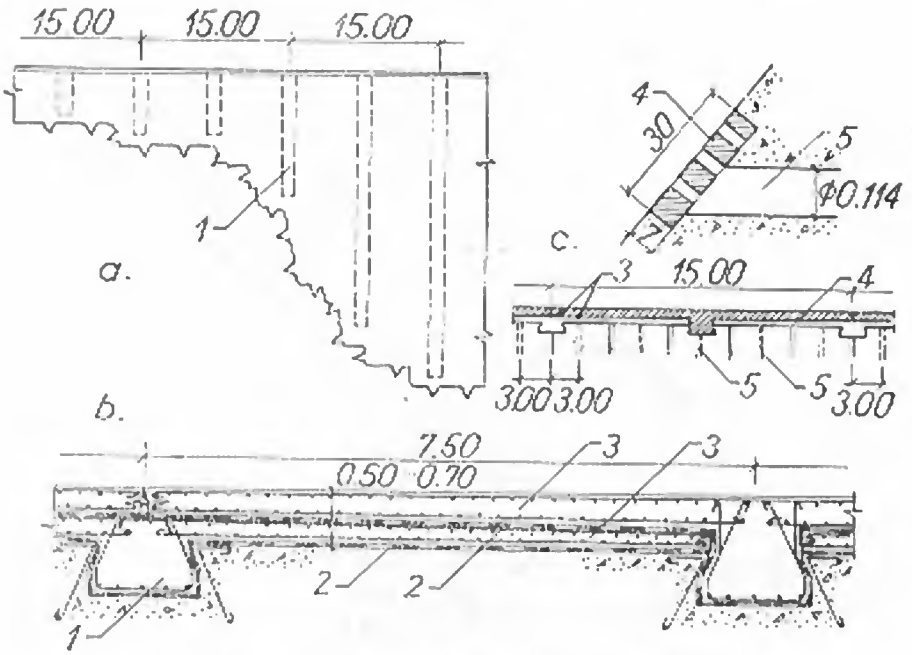


Fig. 5-49. Ecranul stratificat al barajului Tepuxtepec:
a — vedere din amonte; *b* — detaliu pentru plăci; *c* — dispoziția tuburilor de drenaj; *1* — nervură; *2* — șapă din plăci asfaltice; *3* — plăci de beton armat; *4* — plăci de beton poros; *5* — tuburi de drenaj.

În figura 5-49 se arată ecranul stratificat al barajului *Tepuxtepec*, asemănător cu cel al barajului *Bakhadda*. Este format din două plăci dublu armate de 0,50 ... 0,70 m grosime, separate prin rosturi verticale situate la 15 m interval [8].

33. Alcătuirea plăcilor

La ecranele de beton armat grosimea plăcii se ia de obicei de 1 % din coloana de apă care o solicită și minimum 30 cm, măsurat normal pe parament [5]. Armătura, montată în rețele, se ia 0,5 % în fiecare direcție. Ea se așază pe un singur rînd, la mijlocul secțiunii, pentru plăci pînă la 50 cm grosime și în două rînduri, pentru plăci mai groase. Diametrul armăturilor se alege de 18 ... 20 mm, în jumătatea superioară și de 25 mm, în jumătatea inferioară a ecranului [14].

Calculul plăcilor de beton armat ar trebui făcut la starea limită de deschidere a fisurilor, astfel ca oțelul să ajungă simultan la limita de rezistență în toate secțiunile. Dacă placa are numai rosturi verticale, secțiunea ei la contactul cu fundația sau malurile rezultă din calcul, în ipoteza preluării tuturor solicitărilor rezultate după tasarea corpului barajului. Incertitudinea în determinarea exactă a acestor tasări și a efectelor lor impune prevederea rosturilor de tasare, orizontale.

Dependența comportării ecranelor de beton armat de deformațiile barajului, de prezența și desimea rosturilor de temperatură și tasare, face ca la proiectarea lor un element de bază să-l constituie totuși experiența obținută la alte baraje similare.

O metodă recentă [15] admite ca plăcile de beton armat ale ecranului să fisureze la încovoiere, păstrîndu-și însă etanșeitatea prin intermediul zonei compri-

mate. Armătura plăcilor se așază în axa neutră, egal distribuită pe cele două direcții și se calculează la întindere centrică. Cunoscînd sarcina normală N din presiunea hidrostatică care revine unei plăci pătrate de latură a, armătura se dimensionează la forța de frecare maximă F care apare la mijlocul plăcii:

$$F = f\frac{N}{2}, \qquad (5)$$

unde pentru coeficientul de frecare f ecran-anrocamente se acceptă de obicei valoarea 0,3. Deoarece nu se cunoaște tendința de deplasare a plăcii, forța F se consideră la valoare întreagă pe ambele direcții.

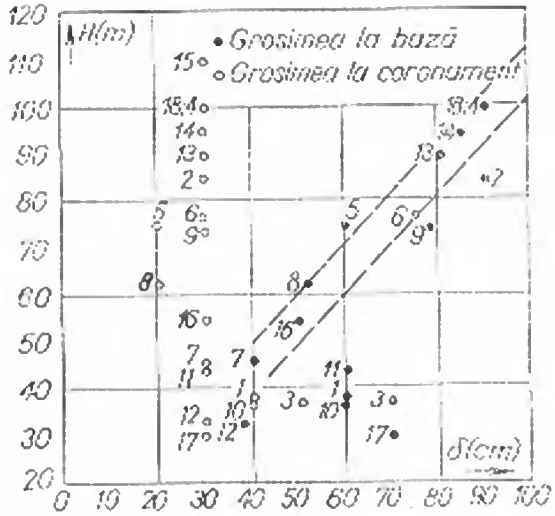


Fig. 5-50. Variația grosimii ecranului de beton armat δ cu înălțimea barajului H:

1 — Piana Grecii; *2* — Dix River; *3* — Tepuxtepec; *4* — Salt Springs; *5* — Cogoti; *6* — Cogswell; *7* — Bakhadda; *8* — San Ildefonso; *9* — Lower Bear River *1*; *10* — Lower Bear River *2*; *11* — Nozori; *12* — Quoich; *13* — Wishon; *14* — Courtright; *15* — Paradela; *16* — Cuga; *17* — Sassierre; *18* — Rama.

Din analiza costului dispozitivelor de etanșare a rosturilor dintre plăci, care crește odată cu micșorarea dimensiunilor plăcii și din analiza costului armăturii, care crește odată cu mărirea dimensiunilor plăcii, rezultă soluția optimă economic. Calculele arată că la o variație a grosimii plăcii b:

$$b = 0{,}30 + 0{,}01\,z, \qquad (6)$$

unde z este adîncimea față de coronament a punctului unde se calculează grosimea; procentele de armare a plăcii se mențin constante ($\mu = 0{,}5\%$) pe fiecare direcție.

În figura 5-50 se prezintă variația grosimii plăcilor cu adîncimea sub nivelul maxim de apă la o serie de baraje de anrocamente. Se constată îndeplinirea recomandării ca grosimea plăcii să fie 1% din adîncime.

La barajul *Paradela*, pentru calculul grosimii plăcii b s-a adoptat relația:

$$b = 0{,}30 + 0{,}00735\,z, \qquad (7)$$

iar la barajele *Wishon* și *Courtright*, relația

$$b = 0{,}30 + 0{,}00493\,z, \qquad (8)$$

z fiind adîncimea față de coronament a punctului în care se calculează grosimea.

Rezemarea plăcilor se face pe nervuri de beton, încastrate în zidăria de sub ecran și dispuse pe conturul dalelor, sub rosturi, sau la mijlocul dalelor, în cruce. În general nervurile nu se armează. Forma lor poate fi dreptunghiulară, în pană sau triunghiulară, iar dimensiunile de 60 ... 100 cm adîncime și 60 ... 120 cm lățime (fig. 5-51). Nervurile triunghiulare simplifică execuția zidăriei. Fața nervurii pe care reazemă placa se acoperă cu un strat de bitum sau asfalt.

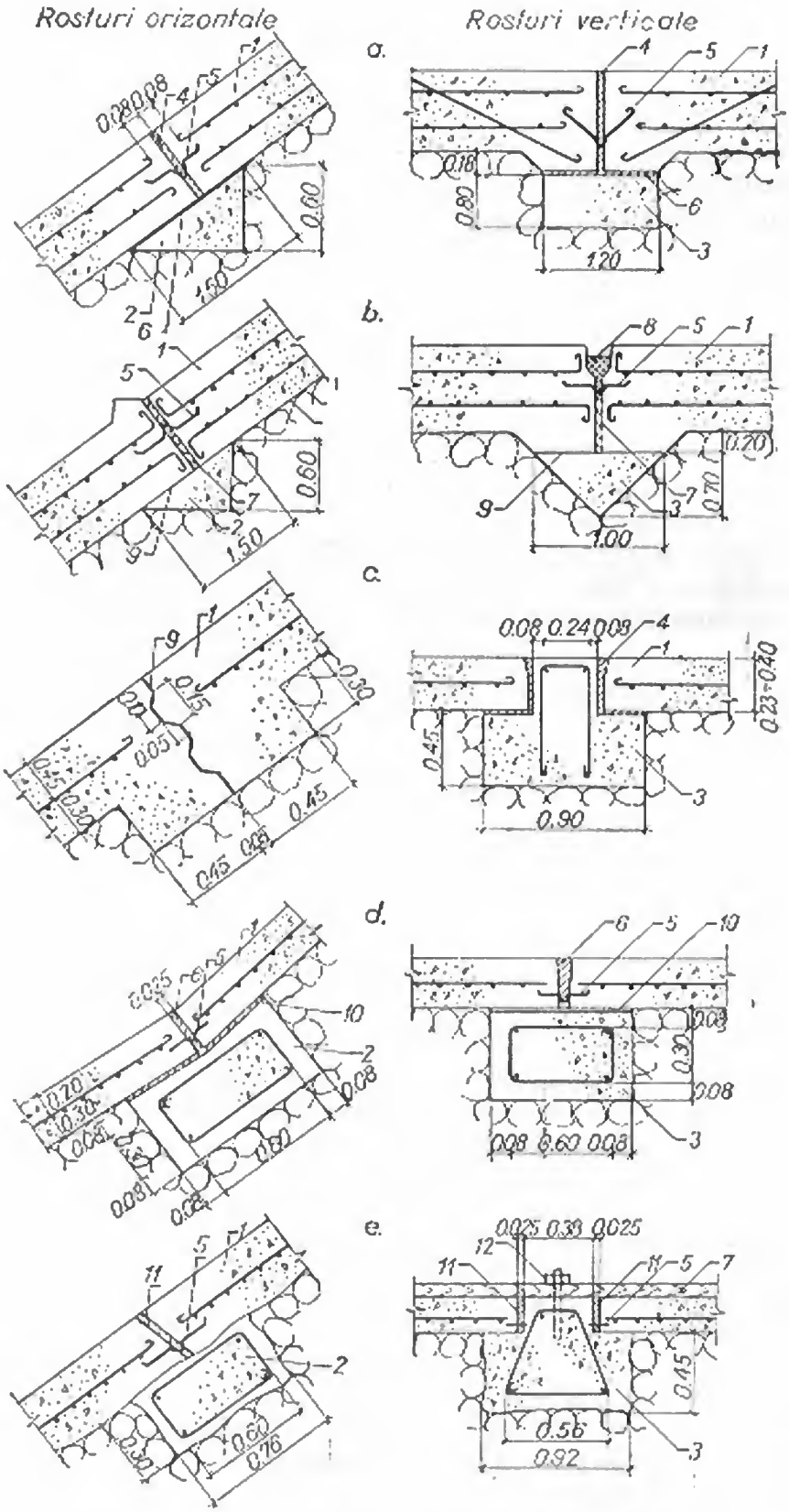


Fig. 5-51. Rosturi orizontale și verticale la barajele:

a — Salt Springs; *b* — Paradela; *c* — Stranberg; *d* — Bowman; *e* — Dix River; *1* — placă din beton armat; *2* — nervură de beton; *3* — grindă orizontală de beton; *4* — placă asfaltică; *5* — tolă de cupru; *6* — asfalt; *7* — dulap de lemn; *8* — cauciuc vulcanizat; *9* — emulsie de bitum; *10* — pîslă gudronată; *11* — placă de plută; *12* — balon.

34. Dispoziția rosturilor

Distanța între rosturile verticale se ia de ordinul a 10 ... 12 ... 15 m. Rosturile orizontale se prevăd mai dese în partea centrală și inferioară a barajului unde tasările sînt mai mari, obișnuit la 8 ... 10 m și mai distanțate, la 12 ... 15 m, în partea superioară. În cazurile în care sînt de așteptat diferențe mari de tasări între diferite părți ale barajului, ca de exemplu în apropierea versanților abrupți, se prevăd rosturi suplimentare (fig. 5-52).

Deschiderea rosturilor trebuie corect aleasă, deoarece există pericolul ca, din cauza tasărilor, rosturile să se închidă și marginile dalelor să se strivească, așa cum s-a întîmplat la barajul *Salt Springs* (fig. 5-53). Pe baza numeroaselor observații privind comportarea ecranelor de beton se recomandă ca rosturile orizontale să fie turnate cu deschideri de 3 cm și umplute cu scînduri. Deschiderea rosturilor verticale trebuie să fie de 6 cm la partea centrală a barajului, unde deplasările sînt mai mari și de 3 cm lateral, unde tasările sînt mai reduse. Aceste spații se prevăd puțin mai mari, chiar dacă după tasarea barajului, ele nu se închid complet.

O zonă foarte delicată o constituie partea ecranului din apropierea vetrei. La barajul *Salt-Springs*, după primii ani de exploatare, numeroase crăpături au apărut pe suprafața ecranului în apropierea vetrei, orientate aproape paralel cu linia de racord ecran-vatră. Aceste crăpături se produc ca urmare a fenomenului de deplasare a umpluturii de piatră dinspre maluri spre centrul văii, fenomen mai activ la barajele înalte, construite în văi relativ înguste. Deplasarea, în care este antrenat și ecranul, produce eforturi mari în ecran la contactul cu vatra, care rămîne fixă.

Pentru a evita crăparea ecranului se recomandă prevederea a două sau mai multor rosturi perimetrale, apropiate de vatră și paralele cu ea. La barajul *Paradela* (fig. 5-54) s-a aplicat o astfel de soluție, executîndu-se două rosturi perimetrale, la 4,50 m respectiv 7,50 m de vatră. Primul s-a oprit la 17 m, al doilea la 47 m sub

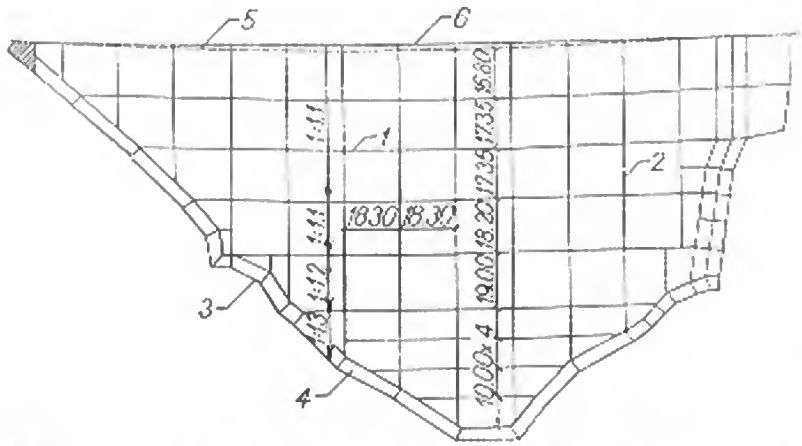


Fig. 5-52. Distribuția rosturilor la ecranul barajului Courtright:

1 — rost orizontal; *2* — rost vertical; *3* — linia vetrei; *4* — placă de racord cu vatra; *5* — coronament proiectat; *6* — coronament construit.

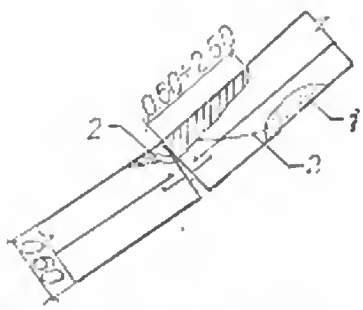


Fig. 5-53. Zdrobirea plăcilor în rost la barajul Salt Springs:

1 — beton poros; *2* — beton zdrobit *3* — fisură.

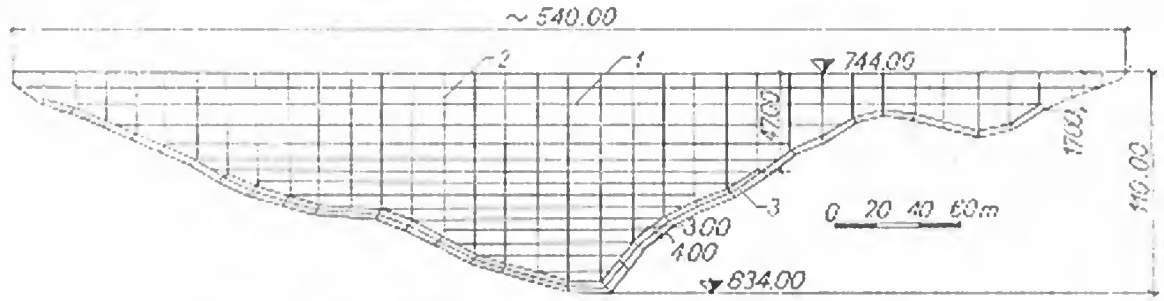


Fig. 5-54. Dispunerea rosturilor perimetrale la barajul Paradela:
1 — rosturi orizontale; *2* — rosturi verticale; *3* — rosturi perimetrale.

coronament. Marea diferență de deplasări între ecran și vatră impune ca rostul perimetral și rostul cu vatra să permită nu numai închideri și deschideri mari ci și rotații importante. Etanșarea acestor rosturi se tratează în mod special.

35. Etanșarea rosturilor

Din figura 5-51, în care se prezintă detalii de rosturi la ecrane de beton armat, se mai remarcă varietatea elementelor de etanșare a rosturilor (tolă de cupru, cordoane de bitum, cauciuc vulcanizat, plăci de plută, materiale plastice etc).

În mod curent etanșarea rosturilor se face cu tole de cupru îndoite în formă de Ω, sau cu benzi avînd aripile încastrate în dalele vecine pe 25 ... 30 cm. Grosimea tolei se ia de 1 ... 2 mm, funcție de presiunea apei. În aval de tolă, rostul se umple cu scînduri. Pentru libera rotire, în cazul mișcării relative a dalelor vecine, se introduce în bucla tolei o bandă asfaltică sau din material similar. Pentru prevenirea aderenței cu betonul, pe fețele din rost ale buclei se lipește carton bitumat sau plăci asfaltice. La încrucișarea tolelor se prevăd piese speciale, care permit libera mișcare în orice direcție.

În figura 5-55 se arată modul de etanșare al rostului ecran-vatră și al rostului perimetral la barajul *Paradela*, astfel constituite încît să preia toate deformațiile

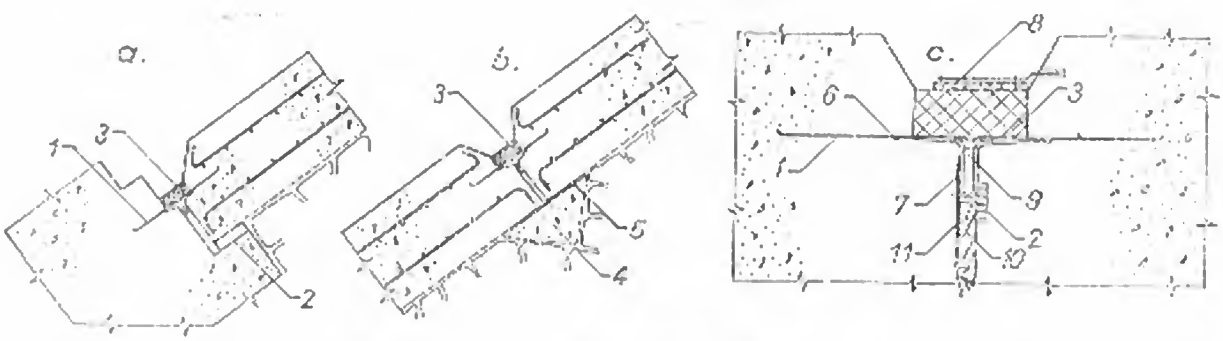


Fig. 5-55. Rosturi speciale la barajul Paradela:
a — rost ecran-vatră; *b* — rost perimetral; *c* — detaliu rost (*b*); *1* — tolă de cupru; *2* — placă de plută; *3* — cauciuc nevulcanizat; *4* — nervură de beton; *5* — emulsie de bitum; *6* — sudură; *7* — tolă liberă; *8* — scîndură; *9* — cauciuc și plută granulată; *10* — dulap; *11* — carton bitumat.

care se pot produce. Deasupra tolei deschiderea rostului are 23 cm şi este umplută cu un cauciuc special „guttaterna", pe 10 cm adîncime. Cauciucul este protejat împotriva radiaţiilor solare la lac gol, printr-o scîndură. În rest detaliile sînt ca la rosturile curente.

36. Ecrane din elemente prefabricate

Ecranele de beton armat din elemente prefabricate pot fi realizate în mai multe moduri:

— din plăci dreptunghiulare, hexagonale sau pătrate, cu dimensiunile funcţie de limita de greutate admisă pentru manipularea lor. Rosturile orizontale sînt etanşate cu benzi prinse pe perimetrul plăcilor de la turnare; ele se lipesc pe loc după aşezarea plăcilor, iar golul de deasupra se umple cu beton. Rosturile verticale se etanşează în mod obişnuit cu masticuri bituminoase sau alte materiale;

— din beton monolit (sau beton armat pretensionat), aşezat pe plăci prefabricate, cu rol de cofraj. Se pot realiza astfel ecrane din mai multe straturi;

— din elemente prefabricate din beton simplu, aşezate pe un strat de egalizare de beton.

În figura 5-56 se prezintă detalii de plăci prefabricate, cu drenaje, aplicate la barajele *Piana Greci* şi *Shing Mun*.

37. Condiţii de aplicare

Dintre tipurile de ecrane de beton descrise, cel mai economic şi în acelaşi timp cu calităţi corespunzătoare de impermeabilitate, elasticitate şi rezistenţă este tipul de ecran cu rosturi orizontale. Cele mai mari baraje de anrocamente s-au etanşat cu acest tip de ecran, care s-a comportat satisfăcător. Principiul mai vechi, potrivit căruia un ecran turnat direct pe patul de zidărie fără un strat intermediar de bitum sau carton bitumat nu ar fi suficient de elastic, a fost infirmat de rezultatele obţinute cu ecranele turnate direct pe zidărie. Ecranele stratificate, din mai multe plăci, s-au folosit în unele cazuri cu condiţii geologice grele, în special la fundarea pe

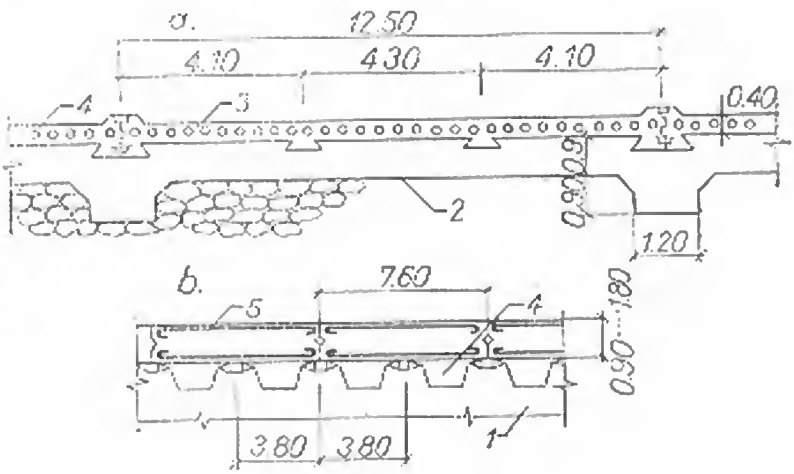


Fig. 5-56. Detalii de plăci prefabricate cu drenaje:
a — barajul Piana Greci; *b* — barajul Shing Mun; *1* — corp baraj; *2* — zidărie de piatră cu mortar; *3* — plăci prefabricate; *4* — găuri de drenare; *5* — plăci prefabricate din beton armat.

terenuri tasabile. Aceste ecrane sînt complicate și costisitoare și adoptarea lor trebuie bine justificată.

Conform recomandărilor din U.R.S.S., ecranele de beton, de orice tip, trebuie realizate din beton de marcă cel puțin B 170, impermeabil și negeliv. Uneori granula maximă a agregatului folosit se limitează la 25 mm, corespunzător grosimii reduse a plăcilor și existenței armăturii.

Pînă în prezent ecrane de beton armat s-au folosit la baraje cu înălțimea maximă de 114 m *(Paradela)*. Reducerea deformațiilor masivului prin compactarea intensă a anrocamentelor va permite o utilizare mai frecventă a ecranelor de beton armat, mai ales în amplasamentele de munte. În aceste cazuri se găsesc mai rar cariere cu argilă corespunzătoare și clima intens umedă produce greutăți la punerea în operă a argilei.

38. Ecrane de torcret

Se realizează prin aplicarea unui strat de torcret de 10 ... 12 cm grosime pe patul de zidărie. O plasă de armătură cu un procent de armare de circa 0,3% în fiecare direcție se prevede totdeauna la mijlocul stratului de torcret. Comportarea unui astfel de ecran după 10 ani de exploatare a fost satisfăcătoare, compactitatea și etanșarea ecranului păstrîndu-se bine.

Inconvenientul acestor ecrane constă în lipsa lor de elasticitate și de rezistență la fenomene repetate de îngheț-dezgheț. De aceea ele se folosesc numai la baraje mici și mijlocii, puțin tasabile, fundate pe terenuri necompresibile. De asemenea se pot folosi ca ecrane provizorii. Pentru o impermeabilitate suplimentară, la unele ecrane de beton armat s-a torcretat suprafața exterioară a plăcilor.

§ 9. ECRANE METALICE ȘI DE LEMN

39. Ecrane metalice

Se execută din foi de oțel de 8 ... 12 mm grosime și dimensiuni variabile de 6 ... 10/2,5 ... 5 m, așezate pe un pat cu fața cît mai netedă, realizat obișnuit din beton. Foile reazemă pe nervuri de rigidizare speciale, îngropate în patul de sub ecran. Se prevăd rosturi de dilatație de obicei în planuri verticale, iar uneori în ambele sensuri (fig. 5-57).

Înnădirea foilor pe laturile orizontale se face prin petrecere și sudare, și la fel pe laturile verticale, în dreptul nervurilor. Legătura ecranului sau a măștii cu zidăria se face prin ancoraje care permit libera deformare.

După cum s-a arătat, și barajul *Gozna* din țara noastră este etanșat cu tolă de oțel-cupru de 8 ... 10 mm grosime, sub care se găsește o șapă de celochit de 2 cm. După 20 ani de exploatare ecranul nu prezintă nici un fel de pierderi de apă.

Ecranele metalice sînt foarte flexibile și etanșe, dar necesită un consum însemnat de oțel și costul lor este relativ ridicat. Dezavantajul lor constă în posibilitatea de coroziune a feței amonte. Măsura de prevenire a acestui fenomen prin vopsire sau prin aplicarea unor straturi de bitum sau asfalt nu este sigură, aceste straturi

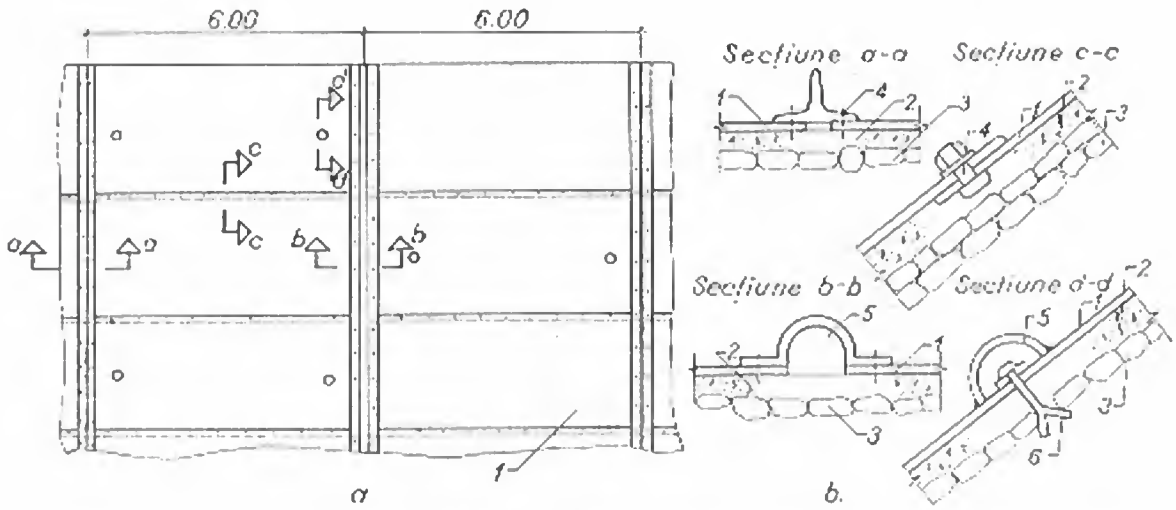


Fig. 5-57. Ecran metalic:

a — vedere; *b* — detalii: *a—a* înnădire rigidă; *b—b* înnădire cu capac (de dilatare); *c—c* înnădire prin petrecere; *d—d* ancoraj; *1* — tolă metalică; *2* — beton de egalizare; *3* — beton ciclopian; *4* — bulon; *5* — capac; *6* — ancoră.

putîndu-se desprinde în timp. Totuşi, în unele cazuri soluţii de acest gen au dat rezultate bune. Soluţii mai sigure se obţin prin folosirea oţelurilor cu cupru şi crommangan. Aceste oţeluri sînt rezistente la coroziune şi asigură suduri de calitate. La o lucrare mai recentă, barajul *Rio Lagartijo* din Venezuela, pentru tola de metal s-a folosit o protecţie catodică. În general, pentru oţelul din care se confecţionează un ecran se recomandă o limită superioară de curgere şi o zonă mare de plasticitate.

Datele obţinute din exploatarea îndelungată a unor ecrane metalice arată buna lor comportare în timp. Se remarcă ecranele metalice de la barajele *Ash Fork*, construit în anul 1898, de 14 m înălţime şi *Skaguay* , construit în anul 1900, de 22,50 m înălţime. Ambele lucrări, realizate în S.U.A., se prezintă în condiţii bune după 70 ani de exploatare.

40. Ecrane de lemn

Se execută în mod obişnuit din două-trei rînduri de dulapi orizontali cu grosimea de 5 ... 8 cm, rezemaţi pe grinzi de 25 × 25 ... 35 × 35 cm, dispuse normal pe direcţia dulapilor, la 1,2 ... 2,0 m interval. La presiuni mai mari, numărul rîndurilor de dulapi se măreşte sau spaţiile libere dintre grinzi se reduc, putîndu-se ajunge la un strat continuu de grinzi, ca la barajul *Şirokorski* (v. fig. 5-6).

Dulapii se aşază cu mici spaţii libere între ei pentru a avea libertate de umflare sub apă şi a preveni astfel deformarea ecranului. Rosturile dintre dulapi se dispun în şah, de la un rînd la altul şi se închid cu cîlţi îmbibaţi cu smoală. Între rîndurile de dulapi şi pe faţa grinzilor se prevăd straturi hidroizolante, de obicei din carton bitumat, care permit deformarea dulapilor la umflare-uscare. Grinzile se aşază la acelaşi nivel cu faţa zidăriei sau a patului de beton, fixîndu-se cu buloane de ancoraj în acestea (fig. 5-58, *a*). Legătura între dulapi şi grinzi se face de

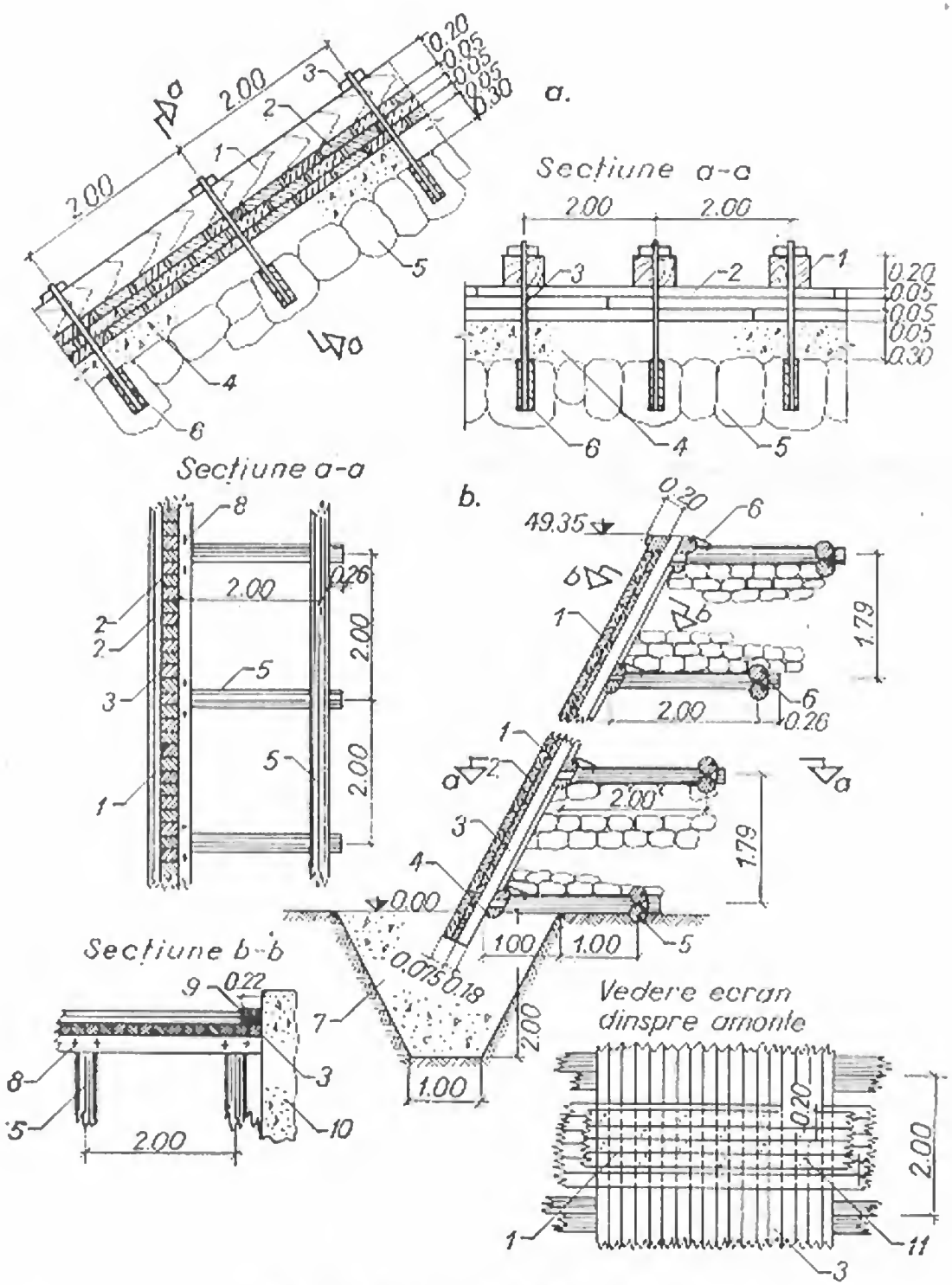


Fig. 5-58. Tipuri de ecrane de lemn:
a — cu ancoraje metalice; *1* — grinzi de lemn; *2* — dulapi; *3* — buloane de prindere; *4* — beton de egalizare; *5* — piatră înglobată în beton; *6* — ancoraj; *b* — cu ancoraje din juguri de lemn; *1* — două rînduri de dulapi; *2* — două straturi de carton bitumat; *3* — grinzi; *4* — grinzi principale; *5* — grinzi de jug; *6* — scoabe; *7* — pinten de beton; *8* — buloane; *9* — cîlți gudronați; *10* — culee; *11* — piroane crestate.

asemenea cu buloane. În figura 5-58, *b* se prezintă un ecran de lemn în care ancorarea în zidărie s-a făcut prin intermediul unor juguri de lemn încastrate.

Ecranele de lemn sînt suficient de elastice şi impermeabile, iar costul lor este redus în ţările bogate în lemn. Ele prezintă însă dezavantajul putrezirii în zona de variaţie a nivelului apei şi al lipsei de rezistenţă la foc. De aceea domeniul lor de aplicare se reduce la construcţii provizorii sau, la construcţii definitive, numai în cazul unor variaţii reduse ale nivelului apei. O durabilitate mai mare au ecranele din lemn de molid sau larice, eventual tratat prin presare şi impregnat cu antiseptice insolubile în apă. Contra focului, ecranul se poate acoperi cu un strat de torcret.

§ 10. ECRANE BITUMINOASE ŞI DE MATERIALE PLASTICE

41. Generalităţi

Etanşarea cu produse bituminoase se poate face prin tencuieli cu mortare bituminoase, straturi de pînză sau carton bitumat, beton bituminos. Primele două sisteme s-au aplicat de la sfîrşitul secolului trecut, cu rezultate în general satisfăcătoare, dar au dezavantajul că se distrug repede la intemperii. De aceea, etanşările cu materiale bituminoase s-au aplicat între două plăci de beton cu rol de protecţie. În unele cazuri s-au realizat chiar nucleе interioare din asemenea materiale.

Din anul 1935 a început folosirea betonului bituminos pentru ecrane. În ultimii douăzeci de ani folosirea acestor ecrane a căpătat o largă răspîndire. Ecranele din beton bituminos au o serie de avantaje chiar faţă de ecranele de pămînt:

— sînt flexibile şi se adaptează deformaţiilor masivului de rezistenţă pe care reazemă;

— au proprietatea de a-şi autoînchide fisurile în timp, datorită curgerii lente a bitumului;

— se execută într-un timp redus;

— au un preţ de cost mai redus decît ecranele de beton sau metal;

— se pot repara uşor şi eficace.

La realizarea ecranelor de beton bituminos, cu grosimea relativ redusă, trebuie acordată însă o atenţie deosebită granulozităţii agregatelor, proprietăţilor bitumului şi execuţiei în condiţii optime de calitate.

42. Alcătuirea constructivă

În general îmbrăcămintea de beton bituminos este alcătuită dintr-o protecţie exterioară de beton poros, de circa 10 cm grosime, apoi multe straturi (2 sau 3) cilindrate de beton bituminos şi un strat-suport de beton poros, zidărie de piatră sau anrocamente compactate, care are şi rol de drenaj. Pentru dirijarea infiltraţiilor, în betonul poros sau în stratul de piatră de sub ecran se înglobează tuburi, care conduc apa pînă la galeria de drenaj de la piciorul taluzului.

În tabelul 5-2 se prezintă unele date constructive referitoare la ecranele de beton bituminos executate la cîteva baraje mai importante.

TABELUL 5-2.

Nr.	Barajul	Țara	Înălțimea (m)	Anul construcției	Panta amonte	Alcătuirea ecranului (din amonte spre aval)
1	Carataya	Chile	38	1935	1 : 1.50	Placă de beton, mortar bituminos, egalizare de beton, zidărie cu mortar.
2	Ghrib	Algeria	65	1937	1 : 0.67	Plăci din beton poros 10 cm, mortar bituminos 1 cm, tencuială de bitum, beton poros 10 cm, zidărie de piatră cu mortar.
3	Iril Emda	Algeria	80	1954	1 : 1.60	Plăci de beton armat 8 ... 15cm, mortar bituminos 1 cm, beton bituminos 12 cm, beton poros, beton.
4	Riveris	R.F.G.	48	1957	1 : 1.50	Mastic bituminos, beton bituminos 8 cm, filtru din nisip 20 cm, beton bituminos 6 cm, filtru din nisip.
5	Montgomery	S.U.A.	34	1957	1 : 1.70	Beton bituminos 7.5 ... 10 cm, egalizare din asfalt 7.5 cm, piatră spartă vibrată 3 m.
6	Venemo	Norvegia	64	1965	1 : 1.70	Beton bituminos în 3 straturi legate cu emulsie de bitum cald, macadam stabilizat cu bitum.
7	Valea de Pești	România	56	1972	1 : 1.70	Mastic bituminos 3 kg/m², 2 straturi de beton bituminos 2×5 cm, 2 straturi de binder de 3 și 4.5 cm, emulsie de bitum 1 ... 1.2 kg/m², 1 strat de piatră spartă compactat.

În figura 5-59 se prezintă ecranul bituminos realizat la barajul *Ghrib-Algeria* [16]. Peste zidăria de reazem s-a turnat un strat de beton poros de 8 cm, cu dublu rol de pat cu bună aderență și dren. După stropirea sa sub presiune, cu un amestec de 75% bitum de penetrație 10 ... 20 și 25% benzină (1,5 kg amestec/m²), pe patul de beton s-au aplicat două covoare succesive de cîte 6 cm grosime din beton bituminos, cu 8% bitum.

Ca protecție termică și mecanică, ecranul bituminos s-a acoperit cu un strat de beton poros de 10 cm, împărțit în dale de 2×2 m. Pentru a nu încărca ecranul, dalele s-au ancorat de coronament, în care scop s-a prevăzut armarea lor cu bare ⌀6 mm din oțel inoxidabil.

La racordul cu vatra, sub izolația termică s-a așezat o protecție specială, formată din 7 straturi de bumbac impregnate cu o emulsie de bitum, cu rezistență suficientă pentru a suporta deplasările ecranului în raport cu vatra fixă.

Cu toate măsurile luate pentru evitarea ruginirii armăturilor din betonul de protecție, după 20 ani de exploatare avanmasca de beton din partea centrală a fost găsită prăbușită la piciorul barajului. Această avarie, provocată de ruginirea

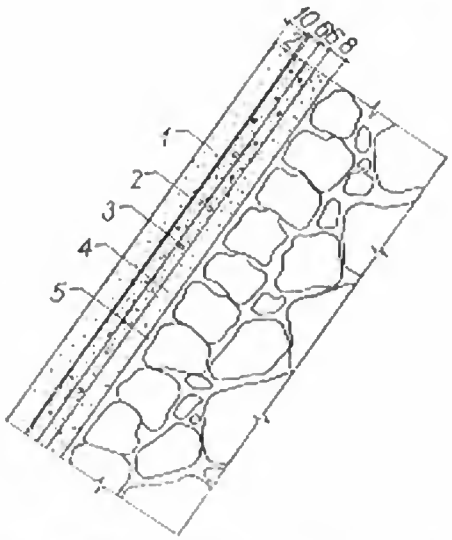


Fig. 5-59. Secţiune prin ecranul barajului Ghrib:
1 — beton armat poros; *2* — mortar; *3* — două straturi din beton bituminos; *4* — beton poros drenant; *5* — mortar.

armăturii, a impus golirea lacului şi îndepărtarea întregii avanmăşti de beton. Examinînd ecranul bituminos s-a constatat [16] o îmbătrînire, datorită în principal evaporării unora din hidrocarburile aflate în componenţa bitumurilor, mai pronunţată în zona expusă aerului. Datorită acestui fenomen, betonul bituminos a pierdut o parte din elasticitatea şi supleţea sa, devenind mai rigid. Cu toate acestea, calităţi principale ca etanşeitate, coeziune, adeziune, nu s-au alterat.

În figura 5-60 se prezintă barajul construit mai recent, *Sainte Cécile d'Andorge* [17], cu ecran de beton bituminos. Această soluţie de etanşare a fost preferată celei cu ecran de beton armat, datorită calităţii mediocre a anrocamentelor din baraj şi pentru realizarea unei viteze de execuţie sporite. Ecranul reazemă pe un strat de anrocamente mici (5 ... 200 mm), bine compactate şi se compune din trei straturi cu o grosime totală de 22 cm:

— un strat de bază de 10 cm grosime medie, cu agregate 0 ... 20 mm şi dozaj 7,8 % bitum;

— două straturi de etanşare de 6 cm grosime fiecare, cu agregate 0 ... 12 mm şi dozaj 8% bitum.

În figurile 5-61 şi 5-62 se prezintă barajele *l'Alesani* şi *Salagou* [17], de asemenea cu etanşări de beton bituminos. Stratul de protecţie antişoc-antisolar la barajul *l'Alesani* a fost realizat din bitum şi praf de aluminiu. La barajul *Salagou* ecranul de beton bituminos de la partea superioară a fost îngroşat în zona talvegului pentru a asigura o legătură mai bună cu vatra.

O variantă de ecran din materiale bituminoase, în combinaţie cu alte materiale, a fost aplicată la barajul *Uoito-Tokoiski* înalt de 59 m, din U.R.S.S. Acest ecran este format din două dale de beton armat a cîte 15 cm grosime, separate printr-o membrană bituminoasă alcătuită dintr-un suport textil impregnat cu bitum. Masca reazemă pe un strat de zidărie prin intermediul unui strat de beton simplu. Panta amonte a barajului este 1 : 1,6.

În figura 5-21 şi tabelul 5-2 s-au prezentat date despre ecranul din beton bituminos de la barajul *Valea de Peşti*. De remarcat că la acest baraj stratul-suport de piatră al ecranului a fost executat în straturi orizontale, după tehnologia obişnuită. Pentru obţinerea suprafeţei plane a stratului-suport (denivelări maxime admise ± 5 cm) a fost suficientă o compactare suplimentară pe taluz.

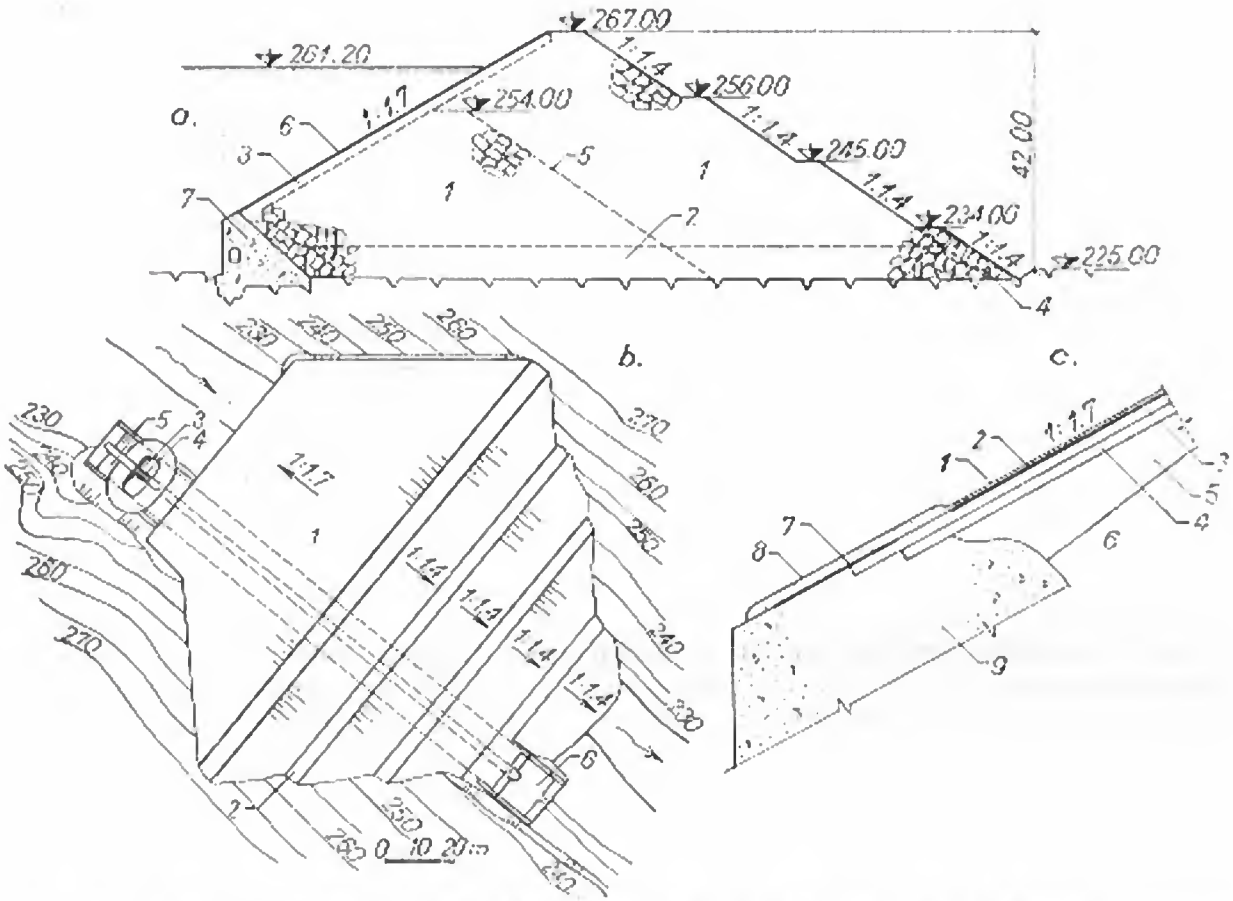


Fig. 5-60. Barajul Sainte Cécile d'Andorge cu ecran din beton bituminos:

a — secţiune transversală; *1* — anrocamente (d_{max} = 1 m); *2* — anrocamente (d_{max} = 0,75 m); *3* — anrocamente (d_{max} = 0,50 m); *4* — anrocamente (d_{max} = 2 m); *5* — limită etapă *I* a umpluturilor; *6* — ecran de beton bituminos; *7* — batardou amonte din beton; *b* — vedere în plan; *1* — ecran din beton bituminos; *2* — berme; *3* — descărcător în puţuri gemene; *4* — cameră de aerare; *5* — deschideri; *6* — debuşare; *c* — racordul ecranului cu vatra; *1* — vopsea antisolară; *2* — peliculă de bitum de 3 mm; *3, 4* — straturi de beton bituminos (6 cm); *5* — strat de bază bitumat; *6* — strat-suport de anrocamente tip 2; *7* — trei straturi de pînză gudronată dată cu bitum; *8* — mortar de protecţie; *9* — vatră amonte.

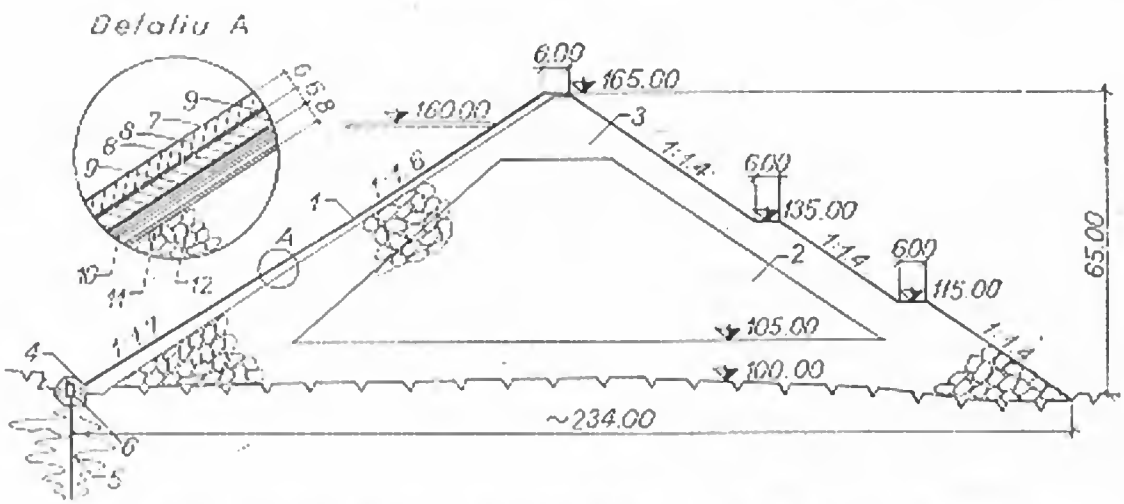


Fig. 5-61. Barajul Alesani — secţiunea transversală şi detaliu de ecran din beton bituminos:

1 — masică; *2* — anrocamente mărunte; *3* — anrocamente mari; *4* — vatră amonte; *5* — foraje de injecţii; *6* — foraje de drenaj; *7* — strat de finisare şi protecţie; *8* — două straturi de beton bituminos; *9* — straturi de legătură; *10* — strat poros; *11* — strat de impregnare; *12* — balast.

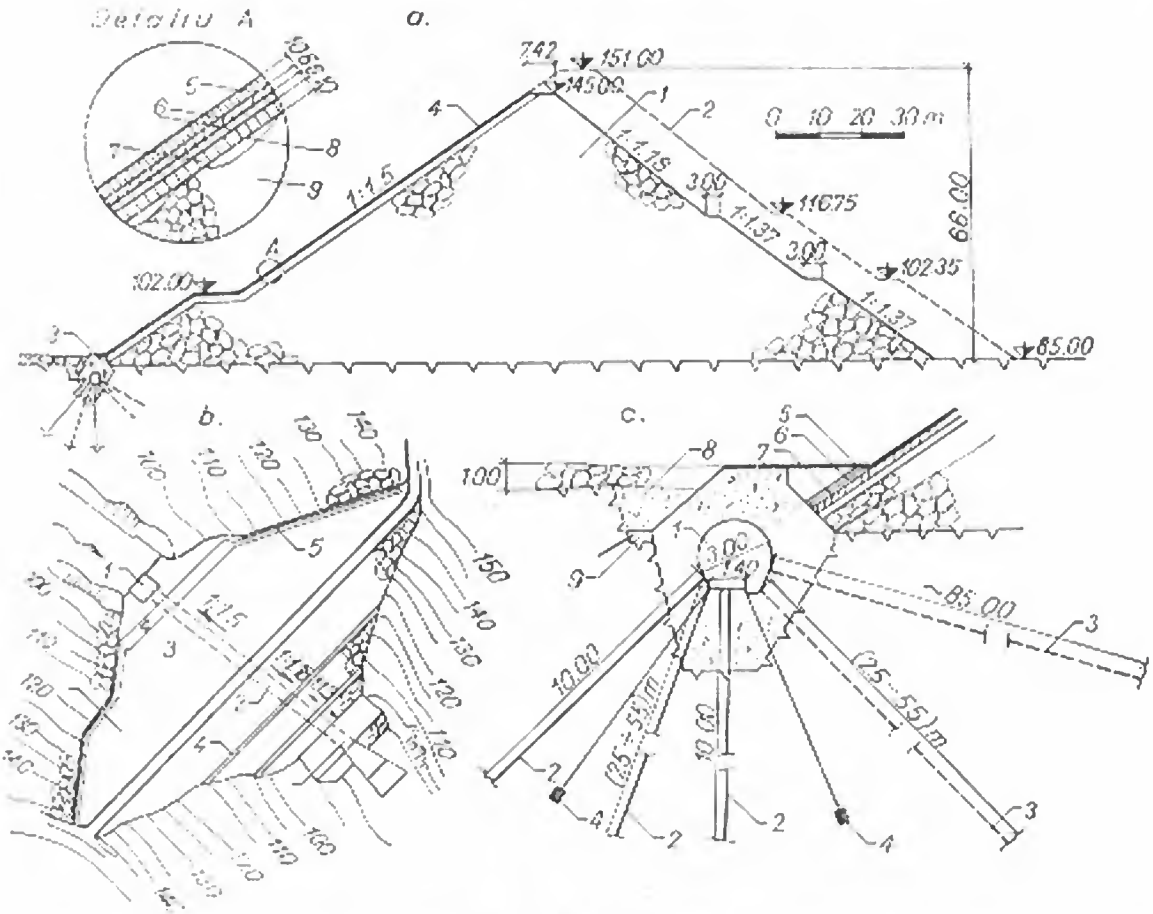


Fig. 5-62. Barajul Salagou:

a — secțiune transversală cu detaliu de ecran; *1* — anrocamente; *2* — etapa a 2-a de construcție; *3* — vatră amonte; *4* — mască de beton bituminos; *5* — strat antisolar și antișoc; *6* — două straturi din beton bituminos; *7* — binder; *8* — piatră concasată cu emulsie de bitum; *9* — strat de anrocamente mici; *b* — vedere în plan; *1* — intrare la golirea de fund; *2* — golire de fund; *3* — ecran; *4* — berme; *5* — vatră amonte; *c* — vatră amonte; *1* — galerie; *2* — foraje de injecții; *3* — foraje de drenaj; *4* — capsule piezometrice; *5* — strat de beton bituminos, antisolar și antișoc; *6* — beton bituminos; *7* — binder; *8* — beton de umplutură; *9* — longrine de beton cu ancoraj din oțel TOR.

Procedeul mai vechi în care stratul-suport al îmbrăcăminții propriu-zise era executat din beton cu dozaj redus, a fost înlocuit cu două straturi subțiri de binder, care asigură o elasticitate mai mare întregii lucrări.

Betonul bituminos din ecran a fost realizat în două straturi, fiecare de 5 cm grosime. Stratul inferior are funcție portantă, iar stratul superior funcție de etanșare. Pentru a spori gradul de impermeabilitate a întregii lucrări, prin acoperirea porilor superficiali și a rosturilor de lucru, suprafața ecranului s-a acoperit cu un strat de mastic de 3 kg/m^2.

Ecranul barajului *Valea de Pești*, cu o suprafață de 15 000 m^2, a fost executat într-un termen scurt, circa 3 luni, la un preț de cost inferior unor etanșări similare din beton armat.

Ecranele bituminoase s-au aplicat pe pante pînă la 1 : 0,70 (*Ghrib* 1 : 0,67, *Radoina* 1 : 0,80). Unii autori consideră că pantele mai line sînt mai avantajoase. Totuși execuția în straturi subțiri (4...7 cm), bine compactate și cu bună aderență între ele, ca și drenarea lor, sînt măsuri care permit execuția acestor ecrane pe pante mai mari.

Cîteva date asupra betoanelor bituminoase din stratul de bază și straturile de etanșare folosite la barajele din Franța: *Sainte Cécile d'Andorge*, *l'Alesani*, *Salagou* se dau în tabelul 5-3.

TABELUL 5-3.

Specificarea			Cu agregate 0—20 mm	Cu agregate 0—12,5 mm
			Stratul de bază (10 cm)	Straturile de etanșare (2—6 cm)
Curbe granulometrice teoretice	Diametrul ciurului (mm)	20.00%	100	—
		12.50%	82 ... 100	100
		5.00%	50 ... 58	62 ... 74
		2.00%	38 ... 46	44 ... 52
		0.30%	18 ... 26	30 ... 38
		0.16%	14 ... 22	13 ... 21
		0.08%	10 ... 18	10 ... 16
Clase de agregate	Calcar concasat 12.5/20%		20	—
	Calcar concasat 8/12.5%		19	30
	Calcar concasat 3/8%		15	20
	Calcar concasat 0/3%		45	30
	Nisip de dune 0.1/0.4%		—	15
	Filer din calcar %		1	5
	Procent de filer total %		12	13
Bitum	60/70 petrol %		7.8	8
Beton bituminos. Performanțe în laborator (fabricare și compactare între 150 și 170°C)	Greutate specifică (t/m³)		2.42	2.41
	Compactitate (%)			
	cu compactare la 120 kg/cm²		95.8	97.5
	cu compactare la 60 kg/cm²		94.2	96.4
	cu compactare la 30 kg/cm²		93.2	95.2
	Rezistența la 18°C (kg/cm²) cu compactare la 120 kg/cm²		103	98.5
	Permeabilitate (cm/s)			
	cu compactare la 120 kg/cm²		$2{,}4.10^{-6}$	etanș după 48 h
	cu compactare la 60 kg/cm²		$1{,}0.10^{-7}$	2.10^{-5}
	cu compactare la 30 kg/cm²		$3{,}9.10^{-5}$	5.10^{-7}
	Unghiul de frecare internă la triaxial la 60°C		33 ... 40°	32 ... 37°
Temperatura de de execuție (°C)	Agregate		200	200
	Bitum 60/70		180	180
	Amestec în malaxor		180	180
	Începutul punerii în operă		160	160
	Sfîrșitul compactării		120	120

În afara calităților cerute oricărui ecran, ecranele bituminoase trebuie să satisfacă o serie de condiții suplimentare, legate de caracterul plastic al materialelor care intră în componența lor și anume: să nu curgă pe parament, să nu-și piardă calitățile în timp prin îmbătrînire, să aibă aderență perfectă, să se poată răspîndi

şi cilindra pe pantele abrupte ale barajelor ş.a. Aceste condiţii impun o atentă cercetare prealabilă a compoziţiei betoanelor bituminoase precum şi o execuţie deosebit de îngrijită.

Pentru a nu curge pe taluz, trebuie ca betonul bituminos să fie protejat contra temperaturilor ridicate, măsurătorile arătînd că temperatura într-un ecran neprotejat poate atinge chiar 70°C. Dacă ecranul este acoperit cu o placă de beton sau beton armat, cînd la exterior temperatura este de 60°C, în mijlocul unei plăci de 12 cm ea atinge maximum 40°C, iar cînd ea a fost vopsită în alb, temperatura scade la 16°C. De aceea această măsură este aplicată curent.

Cea mai dificilă problemă a ecranelor de beton bituminos o constituie îmbătrînirea în timp. Experienţa arată că deşi odată cu trecerea timpului se îmbunătăţesc coeziunea şi stabilitatea, iar permeabilitatea nu este modificată, plasticitatea materialului scade cu atît mai mult cu cît materialul a avut la punerea în operă o porozitate mai ridicată. Totuşi, pentru un ecran bine executat de la început, procesul de îmbătrînire nu are un efect important, dacă se ţine seama că în perioada cînd plasticitatea lui scade, deformaţiile barajului în general s-au produs. O tratare specială se impune zonei racordului cu vatra, care, la fel ca în cazul ecranelor de beton armat, este mai expusă deformării.

43. Ecrane din materiale plastice

Etanşarea cu ecrane realizate din materiale plastice se foloseşte relativ de puţin timp. Cele mai folosite materiale plastice în acest scop sînt foliile de polietilenă sau de vinilin, în general de culoare neagră şi grosime minimă 0,10 ... 0,15 mm. Lipirea lor se face cu clei special sau cu aparate de sudură pentru materiale plastice.

Foliile de polietilenă sînt mai rezistente la gelivitate, dar sub influenţa căldurii şi a oxigenului din aer au tendinţa de îmbătrînire (întărire) şi microfisurare. Foliile de vinilin se lipesc mai uşor.

Recent la barajul *Dobsina* (R. S. Cehoslovacia) s-a realizat un ecran din materiale plastice, conceput ca o peliculă plastică, dispusă între două straturi de dale ondulate prefabricate din beton. Stratul inferior de dale ondulate joacă rol de pat pentru fixarea foliilor plastice, în timp ce stratul superior asigură protecţia foliilor contra abraziunii (fig. 5-63). Rosturile între dale sînt dispuse în şah, astfel ca de-

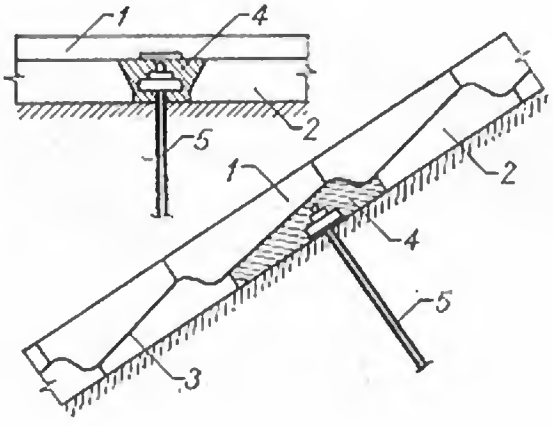


Fig. 5-63. Ecran din materiale plastice la barajul Dobsina:

1, 2 — plăci prefabricate din beton; *3* — folie din material plastic; *4* — element turnat pe loc; *5* — bulon de ancoraj.

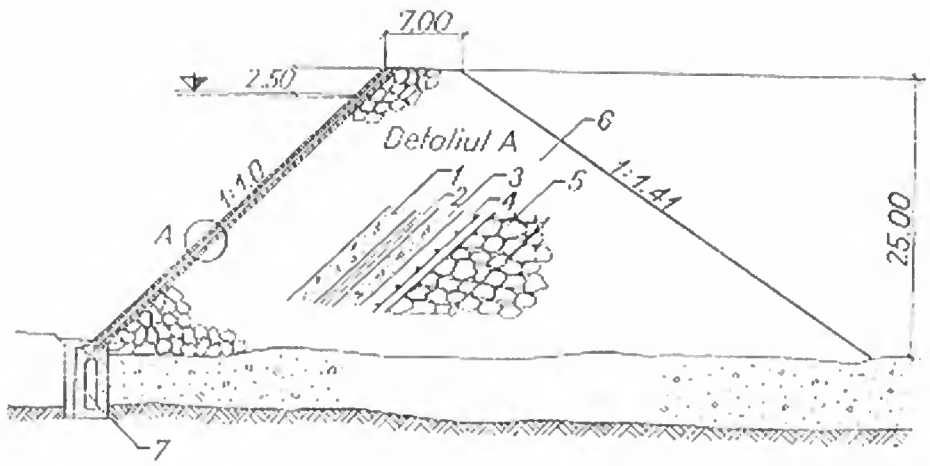


Fig. 5-64. Barajul Kontrada Sabetta cu etanșare din materiale plastice:
1 — plăci de beton; *2* — folii de opanol; *3* — beton poros; *4* — plăci din beton armat; *5* — zidărie uscată; *6* — anrocamente; *7* — galerie de drenaj.

formațiile locale să nu producă ruperea membranei de plastic. Sub folie s-a pus o foaie de carton bitumat, fără nisip, ceea ce permite o oarecare mobilitate a foliei față de plăcile de beton și împiedică străpungerea ei de către granulele colțuroase de nisip. Lucrarea a intrat în exploatare în anul 1961.

La barajul *Kontrada Sabetta* (Italia) ($H = 25$ m), executat în anii 1962—1963, s-au folosit folii de opanol de 2 mm grosime, lipite între ele. Patul este constituit din mai multe straturi, respectiv din interior spre exterior: zidărie manuală, plăci de beton armat etanșate la rosturi cu benzi de vinilin, strat de beton poros de 10 cm, folie de opanol, protecție exterioară din plăci de beton simplu cu grosimea de 20 cm (fig. 5-64).

În figura 5-65 se prezintă detalii ale unui ecran din folii de polietilenă. Se remarcă așezarea foliilor între două straturi de pământ nisipos sau nisip fin și protecția suplimentară cu balast; de asemenea prinderea foliilor în fundație într-un masiv de beton cu rol de etanșare și ancorare. Soluția este aplicabilă pentru baraje de mică înălțime și ramblee de canale.

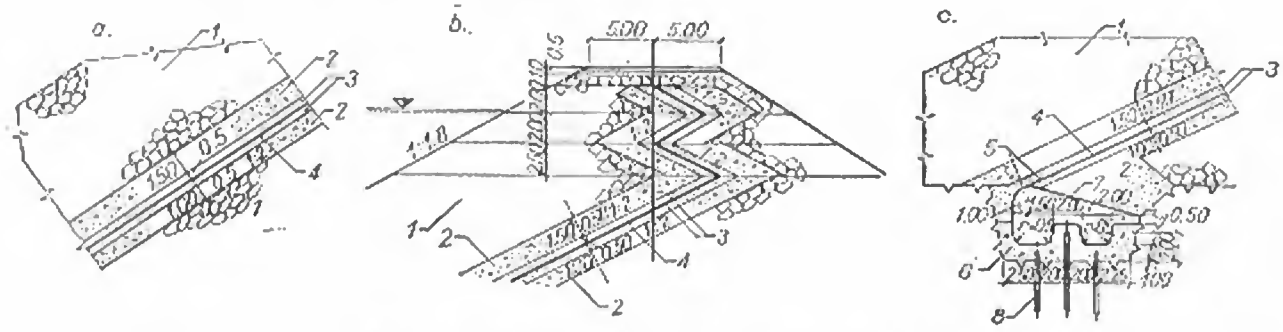


Fig. 5-65. Detalii ale unui ecran din folii de polietilenă:
a — curent; *b* — la coronament; *c* — la vatră; *1* — anrocamente; *2* — strat-suport și de protecție din balast; *3* — strat de contact din nisip fin sau pământ nisipos; *4* — folie de polietilenă; *5* — folie de polietilenă și șicană; *6* — beton turnat în prima etapă; *7* — beton turnat în etapa a doua; *8* — voal de etanșare.

Dificultatea principală a aplicării materialelor plastice cu rol de etanşare la barajele de anrocamente constă în îmbătrînirea lor într-o perioadă mult mai scurtă decît durata de funcţionare prevăzută pentru barajul respectiv. La aceasta se adaugă posibilităţile reduse de a realiza lipituri etanşe ale foliilor la locul de punere în operă. Progresele viitoare ale industriei de materiale plastice vor permite aplicarea într-o măsură mai mare a acestui tip de etanşare.

§ 11. ELEMENTE CONSTRUCTIVE SPECIALE

44. Drenarea fundaţiilor

Prin drenarea fundaţiilor slabe ale barajelor de piatră se urmăreşte protejarea terenului de fundaţie de acţiunea de eroziune a apelor infiltrate, creînd căi speciale de scurgere a apei. În acest scop se prevăd în zona fundaţiei galerii, canale sau straturi drenante din beton sau zidărie cu mortar, care conduc apa în aval.

Măsurile speciale de drenare arătate se aplică de obicei la barajele de zidărie sau de zidărie şi anrocamente. La barajele de anrocamente şi mixte (de piatră şi pămînt) fundate pe terenuri slabe, pentru drenare se prevăd straturi de piatră sau filtre inverse din nisip şi pietriş, aşternute la bază.

În figura 5-66 se prezintă mai multe tipuri de drenuri: în rambleu, combinate în tranşee şi rambleu, orizontale, verticale, cilindrice, triunghiulare. Fiecare tip îşi

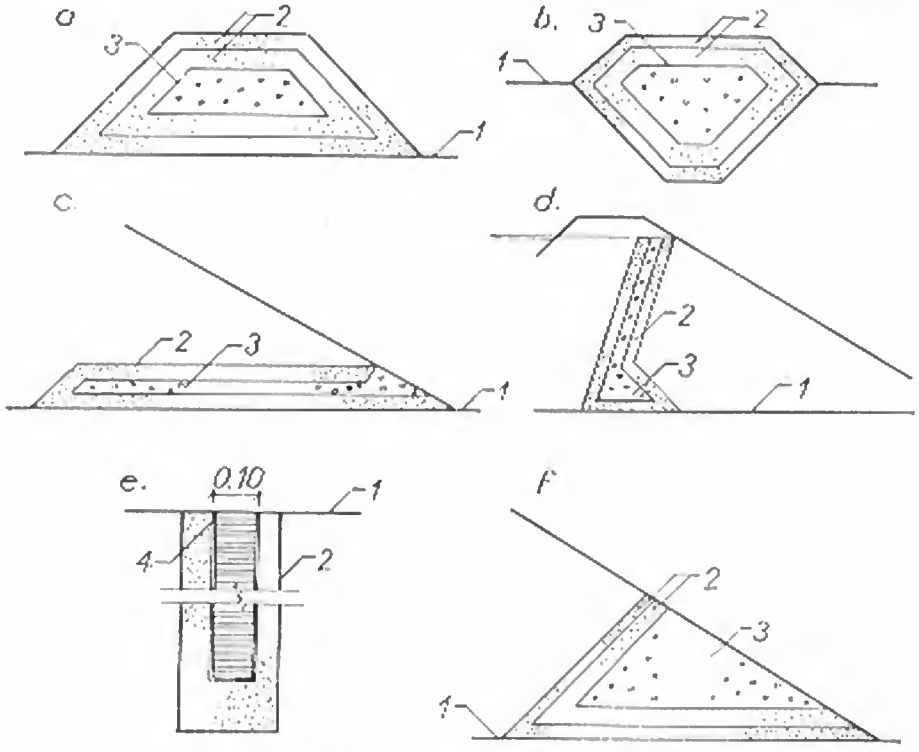


Fig. 5-66. Tipuri de drenuri:

a — în rambleu; *b* — combinate în tranşee şi rambleu; *c* — orizontale; *d* — verticale; *e* — cilindrice; *f* — triunghiulare; *1* — fundaţie; *2* — filtre; *3* — drenuri cu piatră; *4* — conductă poroasă.

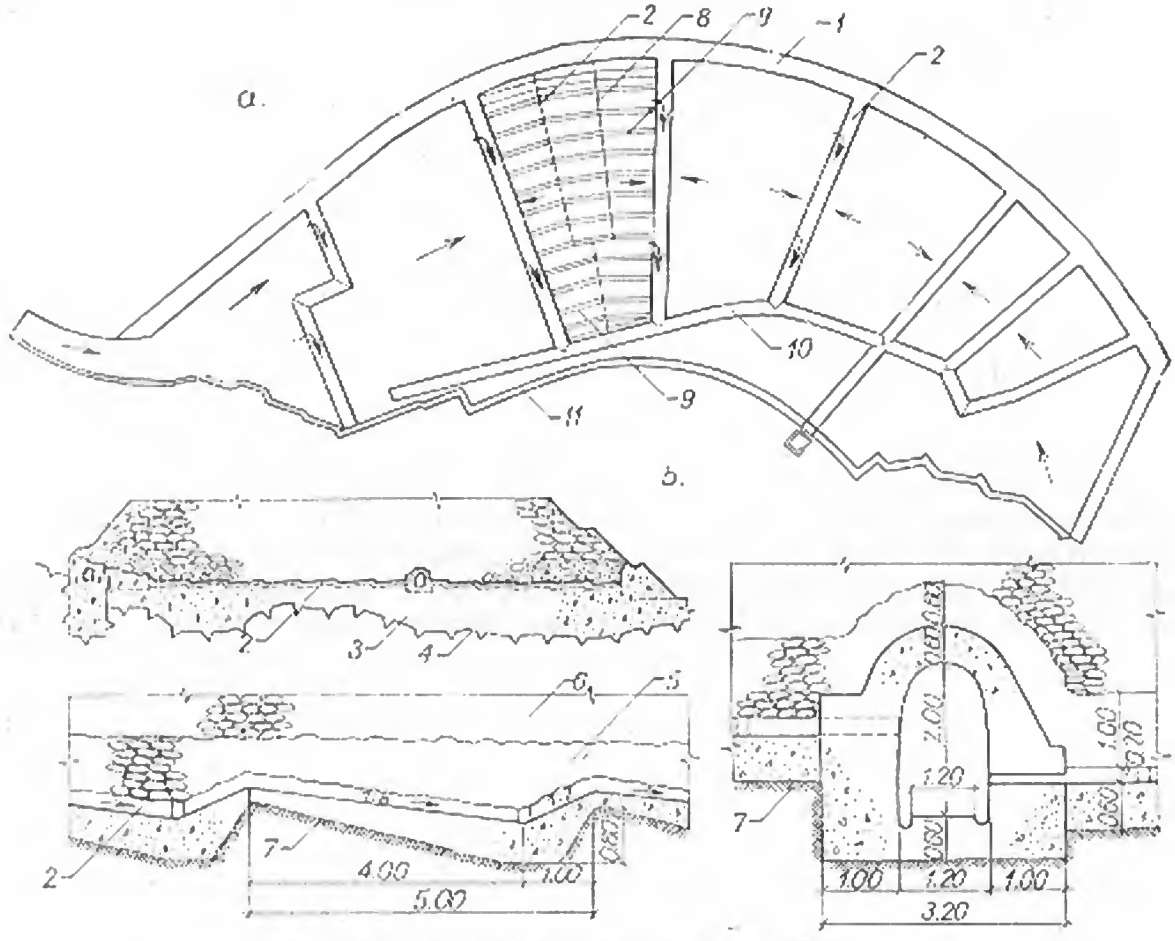


Fig. 5-67. Drenarea fundației la barajul Gela:

a — vedere în plan; *b* — secțiune transversală cu detalii; *1* — vatră amonte; *2* — canale de drenaj 20 × 20 cm; *3* — beton; *4* — rocă; *5* — zidărie cu mortar; *6* — zidărie uscată; *7* — argilă; *8* — rosturi pe toată ampriza barajului; *9* — trepte de beton pe toată ampriza barajului; *10* — galerie; *11* — rigolă la piciorul aval.

găsește aplicare în condiții specifice: drenurile în rambleu se aplică la barajele pe fundații rezistente, drenurile cilindrice cînd este nevoie de drenarea fundației în adîncime [18] etc.

Măsurile pentru protecția fundațiilor se asociază cu perdelele executate în adîncime, în continuarea zonei de etanșare din corpul barajului. Pentru controlul și refacerea acestor perdele se prevăd uneori galerii în vetrele barajelor (v. fig. 5-15, 5-28).

În figura 5-67 se arată sistemul de drenaj adoptat la fundația barajului *Gela*, format dintr-o serie de galerii 1,20×2,00 m și de canale de legătură de 0,20×0,20 m. Aceste elemente sînt așezate pe fața unui radier de beton executat peste terenul de fundație. Un strat poros de zidărie cu mortar, permite accesul apei în drenaj.

În figura 5-68 se arată măsurile de drenare luate la fundația barajului algerian *Bou-Hanifia*, construit pe o gresie marnoasă puternic fisurată, așezată pe o marnă impermeabilă.

În figura 5-69 se arată detaliile galeriilor de drenaj prevăzute la fundația barajului *Tepuxtepec*. Filtrul de drenaj sub barajul de tip mixt *Bersimis* se poate vedea în figura 5-70.

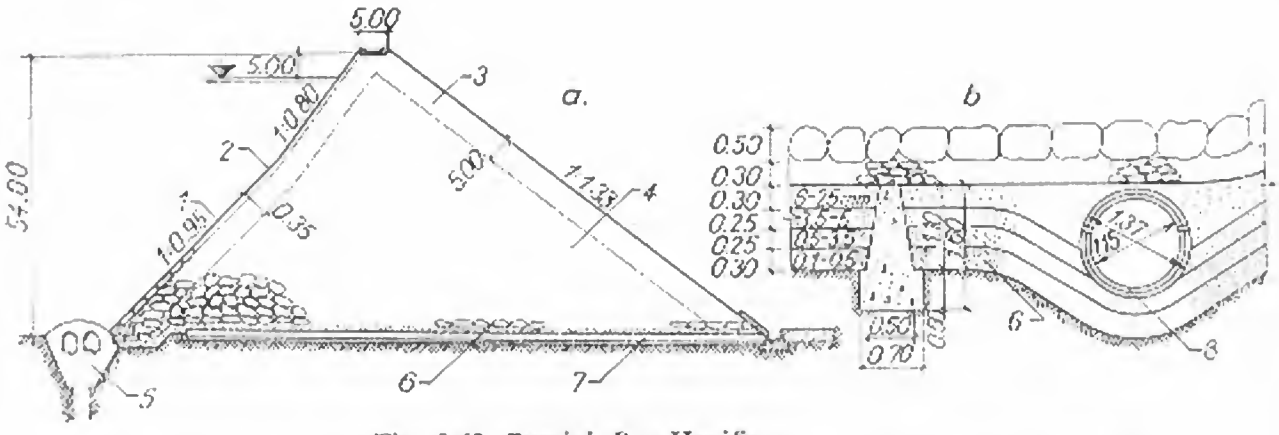


Fig. 5-68. Barajul Bou-Hanifia:

a — secțiunea transversală; *b* — detaliu de filtru; *1* — ecran bituminos; *2* — zidărie cu mortar; *3* — zidărie de piatră; *4* — umplutură din blocuri de 2 ... 15 t; *5* — vatră; *6* — filtru; *7* — drenaj; *8* — tub de drenaj din beton poros.

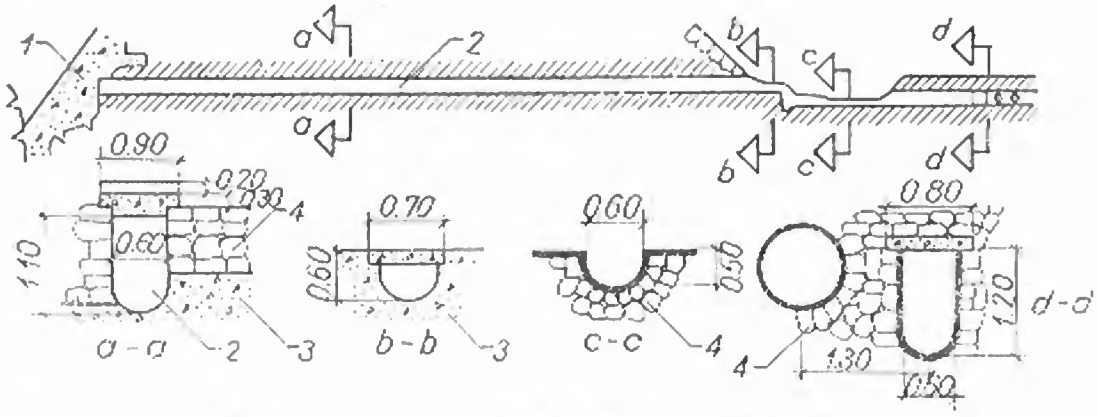


Fig. 5-69. Drenarea fundației la barajul Tepuxtepec:

1 — vatră; *2* — canal de drenaj; *3* — beton; *4* — zidărie de piatră cu mortar.

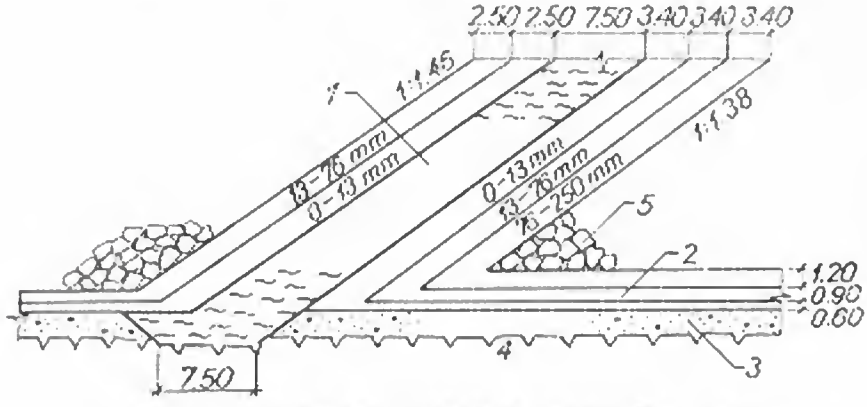


Fig. 5-70. Drenarea fundației la barajul Bersimis:

1 — ecran impermeabil; *2* — filtru; *3* — strat permeabil; *4* — teren impermeabil; *5* — anrocamente.

45. Drenarea ecranelor

Drenarea ecranelor se face în scopul colectării apelor infiltrate prin ele, astfel ca la golirea bruscă a lacului, presiunea acestor ape să nu le deterioreze.

Ecranele se drenează în special atunci cînd stratul de sub ele este parțial sau total impermeabil. Această situație se întîlnește la barajele de zidărie uscată, la care patul de sub ecran se realizează din beton, zidărie cu mortar sau alt material etanș.

În figura 5-71 se arată detaliile drenării ecranului la barajul *Gela*, realizată prin canale verticale de 20×25 cm dispuse la 1,70 m interval; acestea debușează în două galerii orizontale de 1,80×1,00 m și în galeria din vatră.

Dispoziția drenurilor sub ecranele barajului *Tepuxtepec* și detaliile acestor drenuri s-au prezentat în figura 5-49. În figura 5-59 s-a arătat drenarea ecranului de beton bituminos de la barajul *Ghrib*, printr-un strat de beton poros de 8 cm. Apa colectată este condusă în galeria din vatra amonte printr-o serie de tuburi de drenaj de 102×114 mm.

La barajele de anrocamente ecranele nu sînt prevăzute cu dispozitive de drenaj. Se contează pe scurgerea apelor prin zidăria uscată din spatele ecranului și mai departe prin corpul de anrocamente.

La barajele mixte, de piatră și pămînt, pentru protejarea materialului din ecran împotriva antrenării în golurile anrocamentelor, se prevăd, amonte și aval, filtre inverse alcătuite din mai multe straturi de nisip și pietriș. Numărul straturilor este de obicei de două în amonte și de trei în aval. Grosimea pe orizontală a fiecărui strat este uniformă pe înălțime, de ordinul a 1,50 m și uneori se îngroașă la bază la

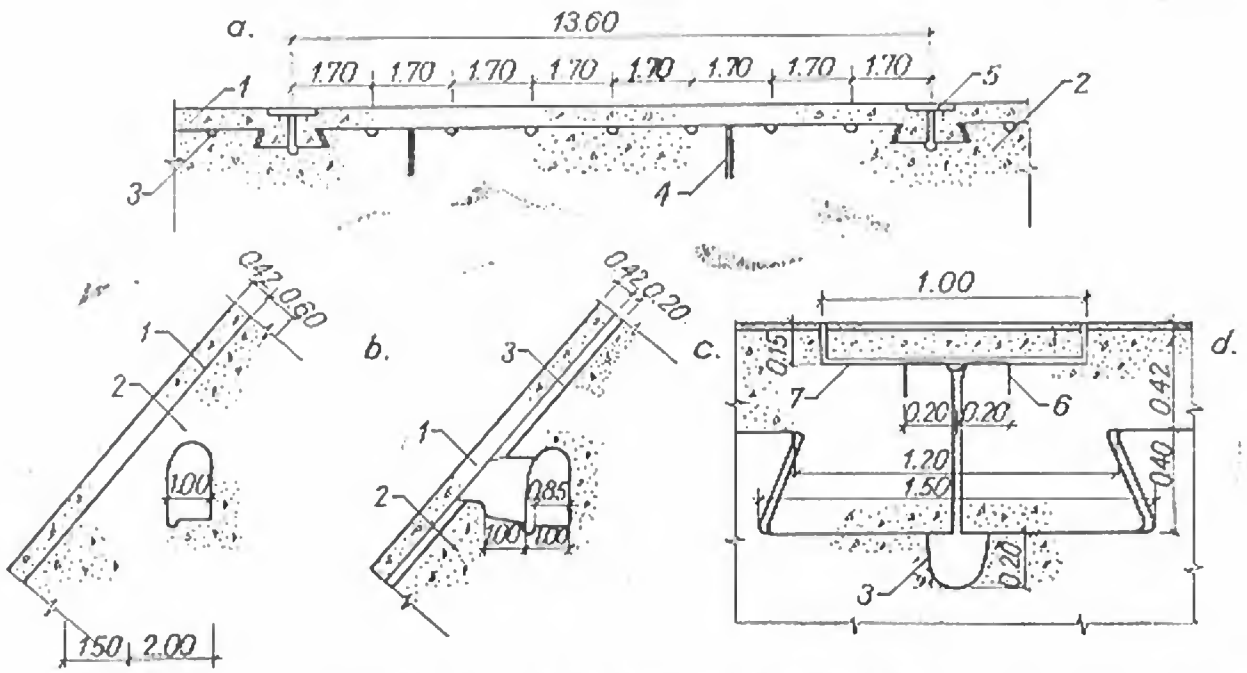


Fig. 5-71. Drenajul ecranului la barajul Gela:

a — secțiune orizontală prin ecran; *b*, *c* — secțiuni prin galeriile de drenaj și vizitare; *d* — detaliu de rost; *1* — placă de beton armat; *2* — beton simplu; *3* — canale de drenaj; *4* — rost în betonul simplu; *5* — rost în placa de beton armat; *6* — tolă de cupru; *7* — șapă.

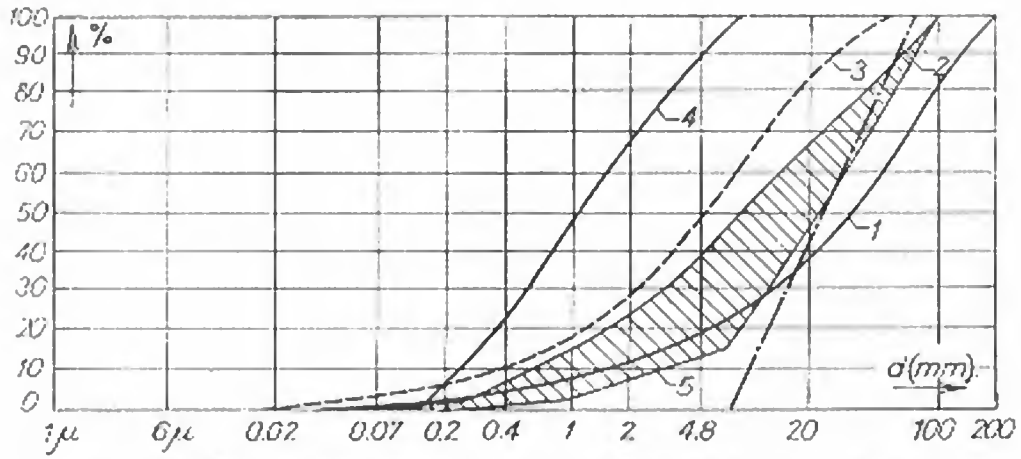


Fig. 5-72. Curbe granulometrice ale filtrelor inverse la diverse baraje:
1 — Miboro; *2* — Holjes; *3* — Silvenstein; *4* — El Infernillo; *5* — Mattmark.

2,5 ... 3,5 m. Se folosesc următoarele sorturi pe straturi: nisip 0 ... 12 mm (sau 0 ... 7 mm), pietriș 12 ... 75 mm (sau 7 ... 75 mm) și piatră mare 75 ... 200 mm sau chiar 300 mm. La filtrul amonte se așază numai nisip și pietriș. În figura 5-72 se prezintă curbele granulometrice folosite pentru filtrele inverse la unele baraje din materiale locale.

Cercetările efectuate în ultimii ani au arătat că materialele, foarte diverse, care constituie zonele etanșe ale barajelor, se comportă în moduri diferite sub acțiunea curenților de apă și anume:

— *la pămînturile slab coezive* curenții de apă antrenează particulele izolate de pămînt (sufozie mecanică), ceea ce duce la creșterea treptată a porozității și în final la străpungerea stratului;

— *la pămînturile coezive* se produce o desprindere a unor zone de material (antrenarea hidrodinamică) care tinde să se deplaseze în spațiul liber existent între granulele stratului adiacent.

Aceste constatări au o mare importanță în ce privește măsurile de protecție ale zonelor etanșe, condiționînd alegerea tipurilor de filtre. Pentru pămînturi coezive, o supraîncărcare a taluzului apare suficientă pentru a preveni pierderea de stabilitate, fără a fi strict necesară respectarea unei anumite compoziții granulometrice. În schimb, pentru zonele etanșe din pămînturi nisipoase, slab coezive, filtrul invers trebuie să aibă o compoziție bine stabilită pentru a preveni sufozia.

În literatură există multe formule care recomandă alegerea compoziției granulometrice a filtrelor, stabilite pe baze empirice. Mai jos se prezintă cîteva formule care se aplică pentru stabilirea granulozității a două straturi adiacente succesive I, II. După *Terzaghi* și *Bertram*:

$$\frac{d''_{15}}{d'_{15}} \geqslant 5, \qquad \frac{d''_{15}}{d'_{85}} \leqslant 5; \tag{9}$$

— se recomandă ca curba granulometrică a filtrului să aibă aceeași alură cu a materialului protejat;

— cînd materialul protejat are și granule mari, filtrul se referă la fracțiunile cu diametrul mai mic de 2,5 cm;

— $d_5^n > 0{,}074$ mm;

mărimile d_5, d_{15}, d_{85} reprezintă diametrul corespunzător la 5, 15 sau 85% din materialul stratului respectiv.

Alte formule se recomandă în lucrarea [3].

La filtrul amonte se așază numai nisip și pietriș și nu trebuie să se respecte condițiile de mai sus.

Creșterea grosimii straturilor de filtru permite o deviere mai mare de la criteriile enunțate. Aceasta pentru că distanța pînă la care se pot deplasa particulele din nucleu în interiorul filtrului invers este mult mai mică decît grosimea filtrului, ceea ce asigură protecția nucleului. Alegerea grosimii filtrelor depinde în mare măsură de mijloacele de punere în operă.

Compactarea filtrelor, respectiv gradul lor de îndesare nu influențează sensibil asupra modului lor de comportare. La unele baraje filtrele au fost compactate numai prin circulația basculantelor, iar la altele s-au folosit utilajele de compactare pentru zonele etanșe, dar cu un număr redus de treceri (maximum 4).

La fundații pe terenuri permeabile, straturile filtrante dispuse amonte și aval de ecran s-au continuat în unele cazuri sub baraj, ca de exemplu la barajul *Bersimis* (v. fig. 5-70).

La barajul *Miboro* (v. fig. 5-37) filtrul s-a executat dintr-un singur strat, cu material nesortat, avînd granula maximă de 200 m. Similar s-a executat filtrul de la barajul *Mud Mountain* (v. fig. 5-40, *b*).

La barajele înalte volumul filtrelor ajunge la 8 ... 10% din volumul total, de aceea se recomandă folosirea materialelor în stare naturală, eliminînd numai anumite fracțiuni prea mari. În practică, nu se cunosc cazuri în care să se fi ajuns la avarii ale unui baraj prin spălarea particulelor fine din nucleu, atunci cînd zona adiacentă era alcătuită din balast. Unele accidente de acest gen s-au produs la baraje care au avut nucleul de argilă așezat direct lîngă o umplutură de piatră (barajele *Schefield*, *Fish Creek*), sau la care filtrul a fost înlocuit cu un material necorespunzător (barajul *Tișinski*).

46. Dimensiunile coronamentului

Pentru proiectarea coronamentului barajelor de piatră este necesar a se stabili lățimea și înălțimea acestuia peste nivelul apelor.

Înălțimea de siguranță a barajului peste nivelul apei din lacul de acumulare este dată de relația:

$$h_s = s - h_c, \tag{10}$$

unde:

h_s — înălțimea totală de siguranță necesară;

s — tasarea maximă a barajului în timpul exploatării;

h_c — înălțimea coronamentului peste nivelul static al apei.

Înălțimea coronamentului peste nivelul static al apei este dată de relația:

$$h_c = h_a + h_v + h_r \tag{11}$$

în care:

h_a — înălțimea de deferlare a valului pe taluz;

h_v — înălțimea valului provocat de vînt;

h_r — înălțimea de rezervă.

După normele americane (h_v) se calculează cu formula:

$$h_v = 0{,}75\, h_{v\,max} + \frac{v^2}{2g}, \tag{12}$$

unde:

$h_{v\,max}$ — înălțimea maximă a valului;

v — viteza valului format în lac;

g — accelerația gravitației.

Înălțimea de deferlare (h_a) este proiecția verticală a distanței pînă la care ajunge valul care se rostogolește pe taluz. Ea depinde de panta taluzului, de tipul pereului, de înălțimea și lungimea valului și de adîncimea apei la baza taluzului. O formulă valabilă pentru taluzuri între 14 și 45° este:

$$h_a = \alpha K h_v \operatorname{tg} \beta, \tag{13}$$

unde:

α — coeficient cu valori 3,20 ... 3,80;

K — coeficient cu valori de 0,7 ... 1,0, care depinde de tipul pereului;

β — unghiul taluzului.

Pentru calculul înălțimii valului h_v, la capitolul 2 s-au recomandat mai multe formule.

Valoarea lui h_r se alege între 0,20 și 1,00 m, funcție de clasa de importanță a barajului.

Examinînd înălțimile totale de siguranță se constată variații în limite largi, de la 3,50 m la barajul *Kadjakai* pînă la 14,00 m la barajul *Assuan*.

Lățimea coronamentului variază de asemenea în limite largi, de la 3 la 15 m, și se stabilește analizînd căile de circulație peste baraj, utilajele de reparații, sau alte criterii ca: lungimea drumului de infiltrație, cutremure, efectul deversării peste creastă — cînd înălțimea de siguranță este prea mică etc.

La barajele de anrocamente [5], lățimea minimă a coronamentului, b, se alege în funcție de înălțimea H a barajului:

$H < 30$ m	$b = 3{,}00$ m
$30\text{ m} < H < 45$ m	$b = 3{,}50$ m
$45\text{ m} < H < 60$ m	$b = 4{,}00$ m
$H > 60$ m	$b = 4{,}50$ m.

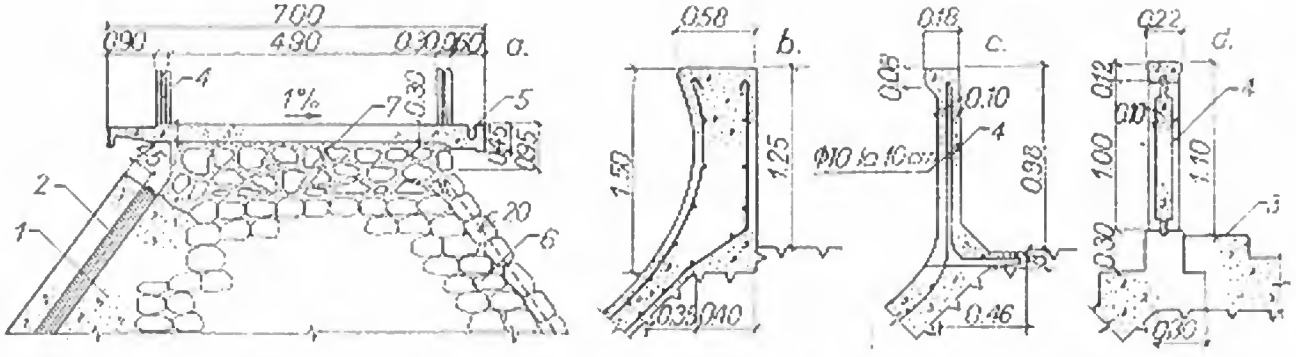


Fig. 5-73. Coronamentul barajelor de piatră:
a — detaliu de coronament; *b* — parapet de beton armat; *c* — parapet de toreret armat; *d* — parapet din prefabricate; *1* — beton simplu; *2* — canal de drenaj; *3* — trotuar; *4* — balustrade; *5* — rigolă; *6* — zidărie de piatră; *7* — beton ciclopian.

După alți autori [8] lățimea trebuie să fie 1/10 din înălțimea barajului.

La barajele de zidărie, normele italiene recomandă $b = 1/6\ H$ și minimum 4,50 m. La barajele de anrocamente și zidărie lățimea minimă se recomandă de 5 ... 6 m.

La barajele de pămînt și piatră coronamentul se ia mai lat decît la celelalte tipuri de baraje, între 10 și 15 m.

La barajele de piatră partea din zona coronamentului se execută de obicei din zidărie uscată, zidărie cu mortar, beton turnat sau dale de beton prefabricate (fig. 5-73, *a*). La barajele cu ecran amonte rigid, acesta se continuă uneori deasupra coronamentului, pe 1,0 ... 1,2 m înălțime, sub formă de parapet (fig. 5-73 *b*, *c*, *d*). Alte tipuri de parapete se prezintă în figura 5-74.

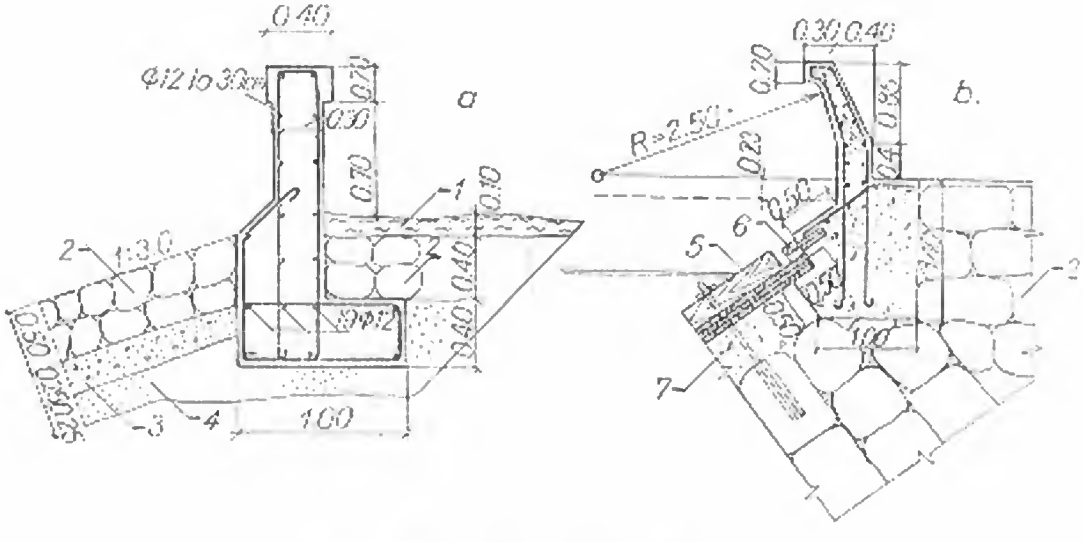


Fig. 5-74. Tipuri de parapete:
a — la un baraj mixt; *b* — la un baraj cu ecran de lemn; *1* — argilă; *2* — blocaj de bolovani; *3* — pietriș; *4* — nisip; *5* — ecran de lemn; *6* — dispozitiv de legătură; *7* — beton suport.

47. Rolul bermelor

Bermele au rolul de a îndulci panta barajelor de anrocamente față de panta taluzului natural, mărind prin aceasta stabilitatea taluzurilor. Folosind berme foarte dese (la aproximativ 6 m pe înălțime) la baraje ca *Brownlee*, *Watauga* sau *Cherry-Valley*, s-au obținut pante generale în jur de 1 : 2 față de 1 : 1,40 între berme. Odată cu introducerea metodelor de compactare a anrocamentelor acestea nu mai sînt necesare, deoarece tehnica de punere în operă permite realizarea oricărei pante.

Bermele se mai prevăd cu scopul de a asigura accesul și circulația la diverse niveluri pentru control și reparații.

§ 12. PIATRA CA MATERIAL DE CONSTRUCȚIE

48. Natura pietrei

O piatră corespunzătoare pentru construcția de baraje de piatră trebuie să provină din roci tari, dense, masive, nefisurate, insolubile și cu minerale stabile. Toate categoriile de roci (vulcanice, sedimentare, metamorfice) constituie surse importante de materiale pentru barajele de piatră. Foarte bune sînt rocile vulcanice ca granitele, dioritele, gabrourile, sienitele, porfirele, diabazul și bazaltul. Rocile bazice, ca bazalturile și porfirele, sînt preferabile celor acide — riolitice. Convin de asemenea rocile sedimentare masive, ca gresiile silicioase, calcarele compacte, care de altfel sînt cele mai folosite. Rocile metamorfice datorită modului de formare prezintă o neuniformitate pronunțată. În această categorie intră gnaisurile, micașisturile, cuarțitele, amfibolitele etc. Rocile șistoase care se despică în straturi subțiri, ca marnele și argilele silicioase, sînt improprii. Se pot totuși folosi, pentru baraje mici și medii, gnaisuri și șisturi cuarțitice. Rocile poroase, tufoase, lavele, breciile, cu greutate specifică mică și slab cimentate, trebuie complet evitate.

În stare naturală, rocile se prezintă ca un masiv compact sau, de cele mai multe ori, cu fisuri și fragmentări, datorită degradărilor fizico-mecanice sau mișcărilor orogenetice. Cercetările preliminare trebuie să furnizeze date privind condițiile de zăcămînt: variațiile litografice, compoziția petrografică, structura și textura rocii, gradul și caracterul alterărilor, fisurația, prezența fenomenelor tectonice, carsturi (la roci sedimentare).

Elementele de mai sus au importanță pentru stabilirea metodelor de exploatare a carierei. În special numărul și poziția găurilor de foraj, ca și cantitatea de exploziv, influențează forma și dimensiunile blocurilor derocate.

Proprietățile rocii și caracteristicile carierei trebuie să fie temeinic cercetate prin studii ample de teren și laborator și prin exploatări experimentale.

49. Încercarea anrocamentelor

Studiile din laborator se axează pe două direcții:

— determinări pe epruvete confecționate, care caracterizează piatra ca varietate petrografică;

— încercări pe piatră spartă cu diferite dimensiuni și grade de îndesare, care caracterizează materialul ca anrocament.

Cele mai frecvente determinări pe epruvete (piatră fasonată) sînt: rezistența la compresiune, greutatea volumetrică, absorbția la presiune normală, absorbția la presiune ridicată, greutatea specifică, rezistența la gelivitate, comportarea în apă (coeficientul de înmuiere), rezistența la forfecare, rezistența la șoc, rezistența la uzură, modulul de elasticitate (deformație).

Determinările principale pe piatră spartă se referă la: analiza granulometrică, absorbție, rezistența la zdrobire prin compresiune statică și șoc, compresibilitate, rezistența la forfecare, rezistența la gelivitate, rezistența la uzură. Odată cu aplicarea metodelor de compactare a anrocamentelor în straturi subțiri, care au înlocuit metodele de execuție prin aruncare, importanța acestor determinări a crescut în comparație cu încercările pe epruvete.

50. Rezistențe mecanice și la gelivitate

Condițiile tehnice aplicate în U.R.S.S. impun ca rezistențele minime la rupere prin compresiune a pietrei $R_{c\,min}$, determinate pe cuburi cu latura de 20 cm, să fie cele din tabelul 5-4. Încercarea se face după supunerea probei la cicluri de îngheț-dezgheț, conform tabelului 5-5.

TABELUL 5-4.

Înălțimea barajului (H)	Rezistența $R_{c\,min}$ în stare saturată kg/cm²	
	Zonă fără acțiunea valurilor	Zonă cu acțiunea valurilor
$H < 20$ m	400	500
20 m $< H <$ 60 m	500	600
60 m $> H$	600	800

TABELUL 5-5.

Domeniul de folosire a pietrei	Numărul de cicluri de îngheț-dezgheț după care se încearcă roca	
	În regiuni cu climă aspră	În regiuni cu climă temperată și aspră
Partea de construcție din zona nivelului variabil	150	50 ... 100
Partea de construcție situată deasupra apei	50 ... 100	35 ... 50
Partea de construcție situată sub apă	nu se normează	nu se normează

Recomandările din țara noastră, referitoare la baraje de mică înălțime, prevăd ca pe cuburi de piatră cu latura de 20 cm, după 25 cicluri de îngheț-dezgheț, să se obțină următoarele valori minime:

500 kg/cm² pentru baraje cu $H < 15$ m;

700 kg/cm² pentru baraje cu 15 m $< H <$ 25 m.

Cercetări recente, arată că masivele de anrocamente se comportă la îngheț-dezgheț la fel ca masivele de pămînt, adîncimea de îngheț fiind de circa 2 m, măsurați normal pe taluzuri. Ca urmare, pentru barajele mari, condiția de rezistență la gelivitate este suficient să fie îndeplinită la paramente, pentru zonele din interior fiind suficientă îndeplinirea condiției de rezistență la compresiune.

Pentru baraje mai puțin importante se poate folosi piatră cu rezistență la rupere prin compresiune mai mică, pînă la 400 kg/cm², dar rezistentă la gelivitate. Chiar la baraje mari s-au folosit anrocamente cu rezistențe mult mai mici. Astfel, la barajul *Candes* înalt de 46 m, rezistența rocii a variat între 260 și 650 kg/cm². Rezistente la gelivitate se socotesc materialele la care absorbția de apă reprezintă cel mult 80% din porozitate.

Coeficientul de înmuiere al pietrei, definit de raportul între rezistența la rupere prin compresiune în stare saturată și în stare uscată, trebuie să fie de cel puțin 0,85 ... 0,90.

51. Rezistența la șoc

Piatra aruncată de la diverse înălțimi se cercetează în ce privește modul de sfărîmare, crăpare, fisurare. O piatră rezistentă la șoc nu trebuie să prezinte astfel de fenomene. După scara lui *Mohs*, duritatea pietrei trebuie să fie de minimum 3.

O formulă care permite determinarea înălțimii H, de la care poate fi aruncat un bloc fără să se sfărîme, este următoarea:

$$H = \frac{Pn(1+n)}{2\gamma_p V} \text{ (m)} \tag{15}$$

în care:

P — greutatea blocului aruncat sau a ciocanului cu care se efectuează încercarea în sonetă;

V — volumul blocului;

γ_p — greutatea volumetrică a pietrei;

n — numărul de lovituri pe care piatra le poate suporta fără a se sparge (care trebuie să fie cel puțin 5).

52. Rezistența la acțiuni chimice

Piatra trebuie să fie complet inactivă la acțiunea de dezalcalinizare, dezagregare sub acțiunea agenților atmosferici și a apei de infiltrație.

53. Dimensiuni, greutăți, curbe granulometrice

Instrucțiunile din diverse țări privind dimensiunile și greutatea anrocamentelor sînt foarte variate.

Instrucțiunile din Elveția recomandă ca dimensiunile medii pentru piatra de umplutură să fie de 0,50 m, iar cantitatea fracțiunilor cu diametrul sub 200 mm de circa 20%.

În Italia, recomandările pentru baraje pînă la 30 m înălțime indică dimensiuni ale pietrei de carieră mai mari de 30 cm, dar procentul de goluri în corpul barajului să nu fie mai mare de 30 %.

Pietrele de dimensiuni mari asigură o mai bună stabilitate barajului și taluzurilor, permit pante mai abrupte și dau loc la tasări mai reduse. Blocuri de 1,5 ... 3,0 t sînt folosite curent la barajele moderne, iar cele de 10 ... 12 t și chiar de 15 t se întîlnesc destul de des. În cazul cînd carierele nu permit extragerea unor blocuri atît de mari, se pot folosi blocuri mai mici. Astfel, la baraje de anrocamente de înălțime medie, cel puțin 70% din corp trebuie executat cu piatră peste 80 kg. Normele sovietice, admit la aceste baraje maximum 5% piatră sub 10 kg și maximum 25% piatră de 10 ... 30 kg. La baraje de anrocamente mai înalte, greutatea normală a pietrei pentru corp este de 150 ... 200 kg, admițîndu-se maximum 20 ... 30% piatră între 80 și și 150 kg.

Pentru umplerea golurilor dintre pietrele mari se admite folosirea pietrei mărunte, rezultate ca deșeu de carieră, cu condiția repartizării sale uniforme în aceste goluri. O distribuție neuniformă are ca urmare interpunerea pietrelor mici între fețele blocurilor sau îngrămădirea acestora în anumite zone, fapt care conduce la tasări importante. Procentul de piatră măruntă admisă este 3 ... 5% la barajele de anrocamente cu ecrane rigide și poate ajunge la 10 .. 15% la barajele cu ecrane de material argilos.

Compoziția granulometrică a anrocamentelor care provin direct din carieră sau din excavațiile utile este influențată atît de natura petrografică (fisurația, așezarea și grosimea straturilor de rocă) cît și de condițiile de exploatare (schema de pușcare, cantitatea de exploziv). Granulozitatea anrocamentelor suferă modificări în timpul construcției și exploatării barajului:

— în carieră materialul are granulozitatea rezultată din explozii; se caută să se obțină dimensiuni cît mai mari ale blocurilor și un procent scăzut de fracțiuni fine;

— după așezarea sau îndesarea anrocamentelor cu ajutorul utilajelor mecanice, are loc modificarea granulozității inițiale prin sfărîmarea blocurilor mai mari sau mai slabe;

— după realizarea umpluturii de piatră, blocurile din straturile inferioare, sub greutatea straturilor superioare, își modifică granulozitatea prin zdrobirea rocii în punctele de contact, ceea ce are ca urmare tasarea întregii umpluturi.

În figura 5-75 se prezintă curbele granulometrice reduse ale anrocamentelor folosite la diferite baraje. Aceste curbe se obțin prin îndepărtarea granulelor care depășesc dimensiunea maximă admisă în aparat.

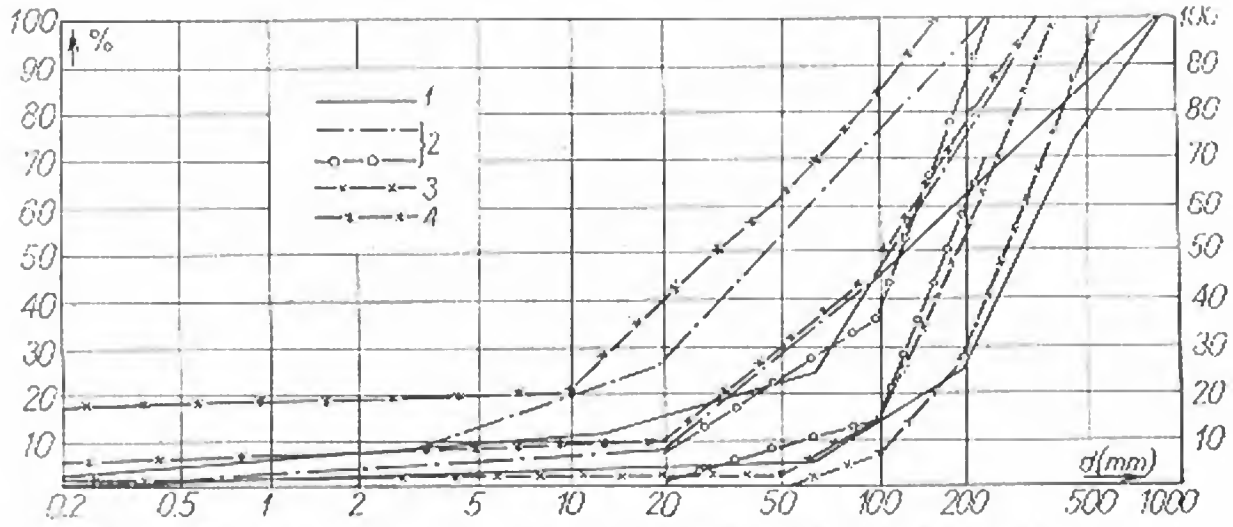


Fig. 5-75. Curbe granulometrice reduse pentru anrocamentele din zona prismelor:
1 — Mont Cenis; *2* — Cécile d'Ardorge; *3* — Salagou; *4* — Kokin Brod.

54. Forma pietrelor

Pentru o bună și solidă rezemare reciprocă pietrele nu trebuie să prezinte muchii sau colțuri vii, întrucît acestea se strivesc sub sarcini, producînd tasări. Formele regulate, ideal sferice sînt cele mai indicate. Pietrele plate cu raportul între grosime și lungime sub 1/3 ... 1/3,5 trebuie evitate.

Pentru zidărie, formele regulate asigură o mai ușoară execuție, iar raportul dimensiunilor 1/2/4 conduce la o compactitate optimă. Ca grosime minimă a pietrei pentru zidării se recomandă 20 cm.

55. Rezistența la forfecare

Rezistența la forfecare se determină în laborator sau pe teren cu aparate de compresiune triaxială sau de forfecare cu plan obligat pentru probe mari. În figura 5-76 se prezintă aparatul de compresiune axială folosit la barajul *El Infernillo*, constituind cel mai mare aparat folosit pînă în prezent (diametru 113 cm, înălțime 250 cm, granula maximă în anrocamentele de probă 20 cm).

Materialul este așezat în probă într-un înveliș special, în straturi de 25 cm, compactate pînă la un grad de îndesare stabilit. Pentru constatarea comportării anrocamentului se determină compoziția granulometrică atît înainte cît și după încercare, deoarece prin încercare materialul suferă sfărîmări.

Această încercare are o importanță deosebită în evaluarea performanțelor probabile ale anrocamentelor. De exemplu, la barajul *Mica* din Canada ($H = 235$ m) s-a renunțat la folosirea anrocamentelor și s-au adoptat prisme din material aluvio-

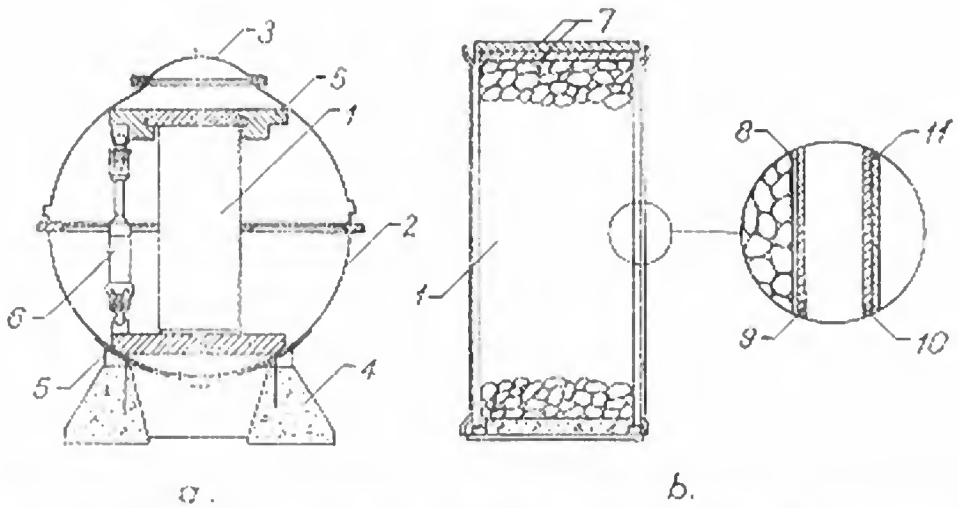


Fig. 5-76. Aparat de compresiune triaxială folosit la barajul El Infernillo:
a — schemă; *b* — detaliu de probă; *1* — probă; *2* — sferă; *3* — capac; *4* — fundație; *5* — inel de încărcare; *6* — prese hidraulice; *7* — plăci de oțel; *8* — carton; *9* — membrană interioară de cauciuc; *10* — membrană exterioară de cauciuc; *11* — cămașă.

mar, fiindcă la proba de forfecare a acestuia cantitatea de granule zdrobite era mult mai mică (fig. 5-77).

Valorile unghiului de rupere prin forfecare pentru anrocamentele admise la baraje variază între 35 și 50°.

56. Compresibilitatea

Determinarea compresibilității anrocamentelor în vrac se efectuează în edometre cu diametrul mare, în scopul evaluării tasării sub sarcină și a modificării compoziției granulometrice a fracțiunilor mari (prin zdrobire) sub încărcare.

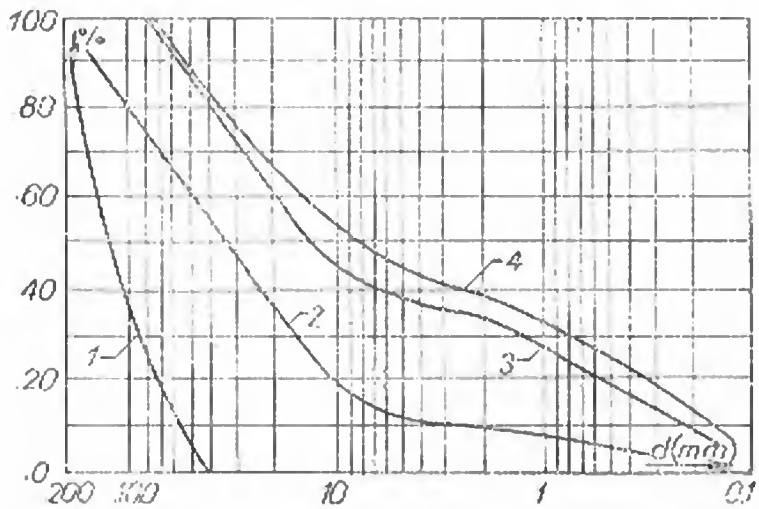


Fig. 5-77. Curbe granulometrice la barajul Mica:
1, 2 — anrocamente din gnais înainte și după proba de forfecare; *3, 4* — idem, pentru material aluvionar.

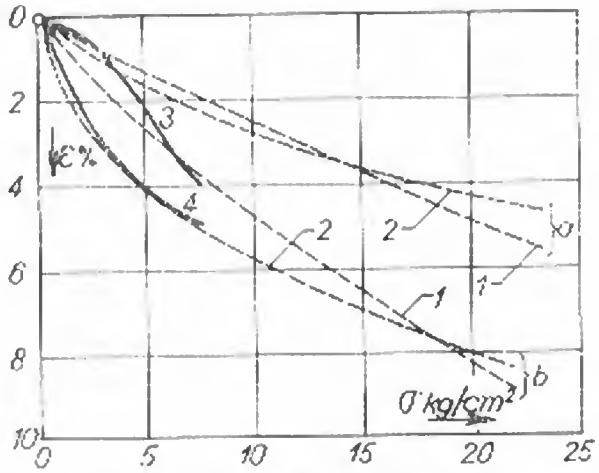


Fig. 5-78. Curbe de compresiune — tasare:
a — straturi îndesate; *b* — straturi afînate; la barajul Malpasso: *1* — curbe de laborator; *3* — măsurători pe teren; la barajul El Infernillo: *2* — curbe de laborator; *4* — măsurători pe teren.

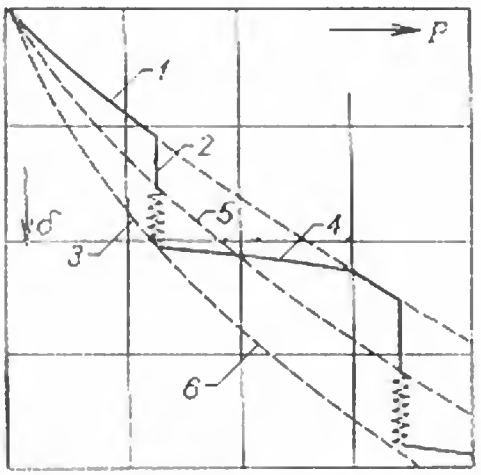


Fig. 5-79. Tasarea anrocamentelor:
1 — încărcare rapidă; *2* — tasare sub încărcare; *3* — tasare sub aceeaşi încărcare cu inundare; *4* — efect încărcare ulterioară; *5* — încărcare lentă; *6* — încărcare lentă şi inundare.

Cercetări recente au scos în evidenţă corelaţia între rezultatele obţinute în laborator şi cele observate direct pe teren, aşa cum se prezintă în figura 5-78 pentru materialele de la barajele *Malpasso* (conglomerat slab cimentat) şi *El Infernillo* (conglomerat silicios compactat).

O influenţă importantă în procesul de îndesare al anrocamentelor este exercitată de umezire. Aşa cum rezultă şi din figura 5-79, prin umezire ritmul de tasare se modifică relativ brusc, producîndu-se o prăbuşire şi realizîndu-se o compactare mai intensă. De aici rezultă cît de eficientă este udarea anrocamentelor în timpul compactării lor, creşterea tasării în timpul execuţiei reducînd corespunzător tasările supărătoare din perioada de exploatare.

§ 13. METODE DE EXECUŢIE

57. Generalităţi

În mod obişnuit anrocamentele se pun în operă în incinte puse la uscat. Apa rîului se deviază din amplasamentul lucrării, de obicei prin galerii laterale şi în incinta protejată de batardouri se execută umpluturile de anrocamente.

Mai puţin folosite sînt metodele speciale, care în anumite condiţii pot deveni avantajoase din punct de vedere tehnico-economic faţă de metoda clasică [19] amintită, şi anume:

— metoda descărcării materialelor în apă;
— metoda trecerii apelor peste corpul barajului în curs de construcţie;
— metoda executării prin explozii dirijate.

Punerea în operă a anrocamentelor în incinte puse la uscat se poate desfășura în trei variante:

— prin aruncare în trepte și stropire cu apă;
— prin compactare mecanică în straturi;
— prin așezarea blocurilor (zidărie).

58. Execuția prin aruncare în trepte

Această metodă este folosită de multă vreme, în special în S.U.A. Ea este aplicabilă în cazurile în care roca pentru anrocamente este deosebit de dură și are avantajul de a conduce la costuri reduse ale lucrărilor [20].

Corpul barajului este executat prin aruncarea pietrei de la o înălțime determinată de poziția carierelor și a drumurilor de acces, de rezistența la șoc a pietrei și de asigurarea securității oamenilor care lucrează în zona barajului. Dispare operația de compactare propriu-zisă, care este înlocuită cu efectul de îndesare al pietrelor prin cădere de la înălțime mare și parțial prin stropirea abundentă cu apă sub presiune, care împinge materialul mărunt în golurile dintre pietrele mari.

Înălțimea de aruncare variază între 10 și 45 m. La barajul *Salt Springs* (fig. 5-80) s-au folosit înălțimi de aruncare pînă la 55 m. Piatra a provenit dintr-un granit bun cu greutatea volumetrică 2,70 t/m³ și rezistența la rupere 1300 kg/cm² [4]. În alte cazuri înălțimea a fost limitată la 6 ... 8 m, situație impusă de calitatea slabă a pietrei, cu rezistență mică la șoc. La barajul *Miboro* (v. fig. 5-37), pentru a preveni segregarea pietrei, înălțimea de aruncare s-a limitat la 4 m în zona amonte și la 8 m în zona aval a barajului.

Piatra este adusă de la carieră cu diverse mijloace de transport auto, cale ferată, funiculare, planuri înclinate. Aruncarea pietrei se face prin mai multe procedee:

— de deasupra barajului, schemă în care mijloacele de transport circulă pe estacade (auto, vagoane) sau pe cabluri (funiculare, macarale-funicular) așezate deasupra văii la înălțimi convenabile; piatra cade liber, iar ridicarea barajului se face oarecum uniform;

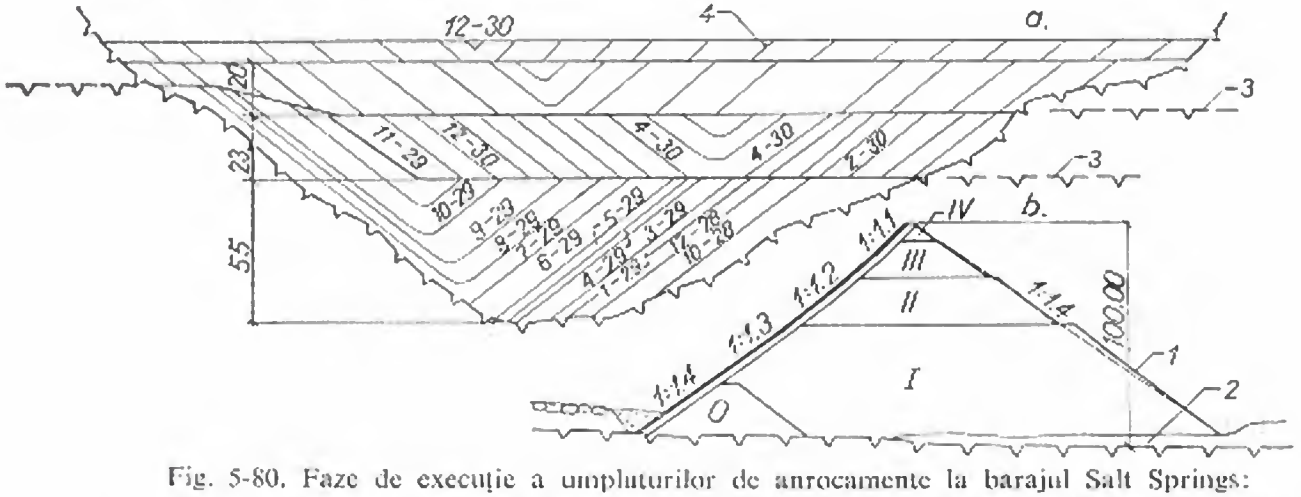


Fig. 5-80. Faze de execuție a umpluturilor de anrocamente la barajul Salt Springs:
a — în profil longitudinal; *b* — în secțiune transversală; *0, I, II, III, IV* — cicluri de execuție a straturilor; *1* — taluz stabil la punerea în operă a anrocamentelor; *2* — bolovani compacți în stare naturală; *3* — cotele carierelor de piatră; *4* — faze de execuție calendaristice.

— dinspre versanți spre mijlocul văii, schemă în care mijloacele de transport circulă pe umplutura deja executată, înaintînd pe măsura executării ei; piatra descărcată la marginea umpluturii se rostogolește pe taluz, urmărindu-se ca blocurile să cadă spre paramente, în special la cel aval; sistemul este simplu, rapid și economic, fiind cel mai folosit.

În figura 5-81, *a* se arată fazele de execuție ale umpluturilor la barajul *Paradela* prin metoda avansării dinspre versanți. Transportul pietrei s-a făcut cu autobasculante. Comparativ, în figura 5-81, *b*, *c* se prezintă fazele de execuție ale zidăriei uscate de sub ecran și ale ecranului, pentru a se evidenția decalajele în timp față de execuția umpluturii.

Pentru a evita aglomerarea materialului mărunt și a realiza distribuția sa uniformă în golurile dintre pietrele mari, anrocamentele se stropesc cu apă la presiune înaltă (5 ... 10 at), cu debite specifice de 2 ... 4 m^3 apă/m^3 anrocamente. O spălare energică asigură o bună așezare a pietrelor la execuție și tasări ulterioare mai mici. La barajul american *San Gabriel* 2, unde s-a folosit foarte puțină apă, la prima ploaie mare infiltrațiile au spălat praful și piatra foarte măruntă dintre blocurile mari. Acest fapt a avut ca urmare tasarea barajului cu 3,60 m și distrugerea ecranului de etanșare din beton [5].

În ultimele decenii metoda de execuție prin aruncare s-a aplicat din ce în ce mai puțin, datorită tasărilor mari observate la lucrările executate după această schemă. Ea a fost înlocuită cu metoda execuției în straturi cu compactare mecanică.

59. Execuția în straturi, cu compactare mecanică

Această metodă s-a extins rapid, odată cu dezvoltarea utilajelor de compactare (vibrocompactoare grele, singurele utilaje capabile să asigure o compactare eficientă a anrocamentelor), permițînd execuția unor umpluturi cu tasări mult mai mici decît în cazul metodei prin aruncare.

Compactarea în straturi a anrocamentelor pune în general aceleași probleme ca la celelalte materiale: stabilirea dimensiunilor maxime ale blocurilor și a grosimii maxime a straturilor așternute, numărul de treceri ale compactorului. Aceste probleme se rezolvă de obicei pe baza încercărilor pe piste experimentale, căutînd să se obțină un procent de goluri convenabil, în medie sub 26% (practic minimum 18 ... 20%).

Pentru a mări economicitatea lucrărilor (ritm, număr redus de utilaje), în ultima vreme se procedează la o zonare a umpluturilor în corpul barajelor. Lîngă ecran anrocamentele se compactează în straturi mai subțiri, iar spre paramentul aval în straturi mai groase, chiar prin aruncare.

Mărimea maximă a pietrei se admite 3/4 ... 4/5 din înălțimea stratului de compactare, iar grosimea stratului după compactare variază între 1 și 2 ori mărimea maximă a pietrei. Grosimea maximă care poate fi eficient compactată cu cilindrii vibratori este de 2,00 m. În zona ecranelor compactarea se face în straturi mai subțiri, de circa 0,50 m.

Udarea materialului se practică și la compactarea în straturi, pentru a ajuta materialul mărunt să intre în golurile dintre blocurile mari, a mări eficiența compactării și a pregăti suprafața straturilor pentru o bună legătură cu stratul următor. Consumurile de apă sînt de circa 1 m^3 apă/m^3 anrocamente, deci mai mici decît la metoda aruncării.

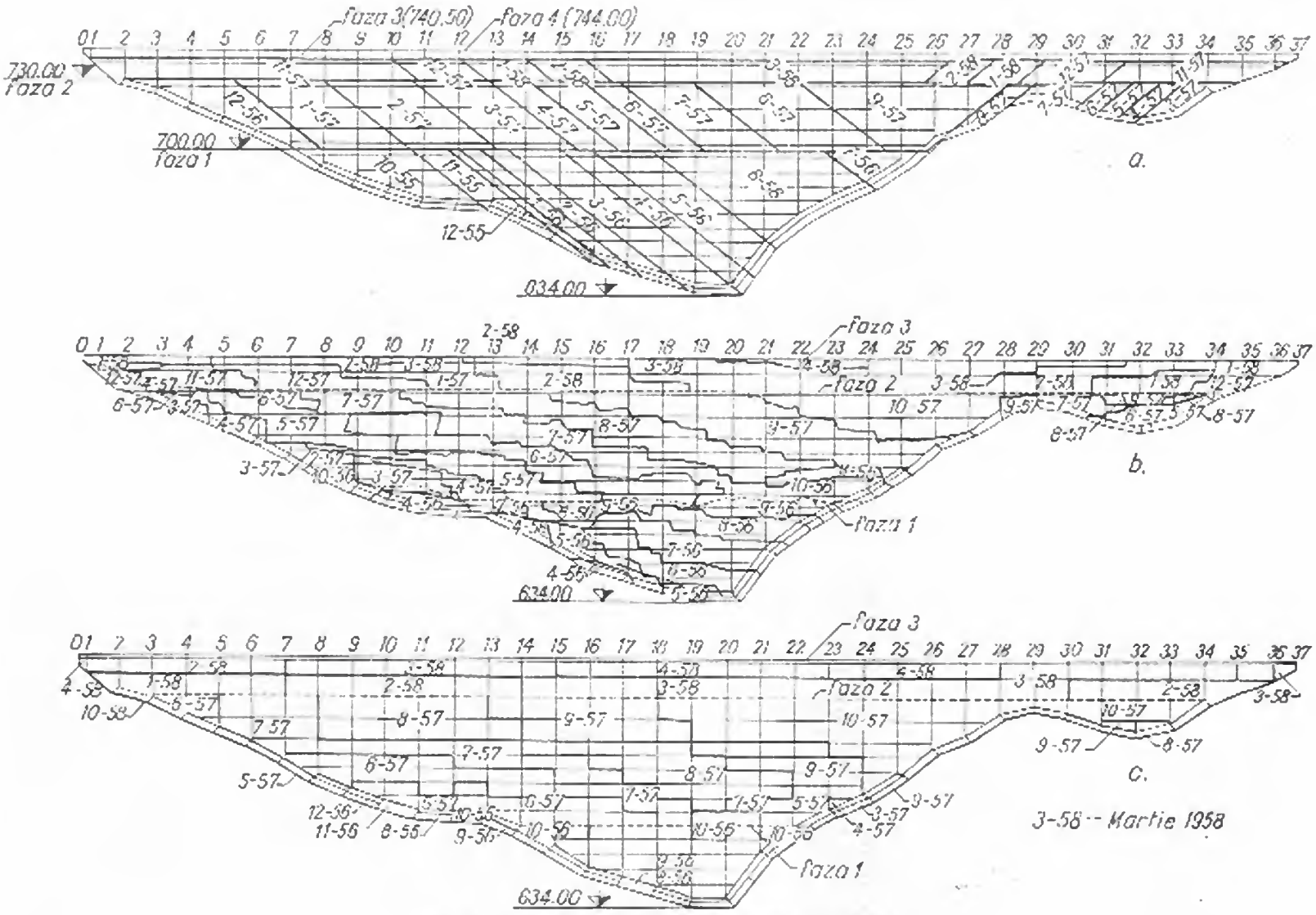


Fig. 5-81. Faze de execuție la barajul Paradela:
a — corpul de anrocamente; *b* — zidăria; *c* — ecranul.

60. Execuţia prin aşezarea blocurilor

Zidăria uscată din corpul barajelor de piatră se execută de obicei cu macarale pe şenile (mai rar cu macarale Derick), pe etaje de 5 ... 6 m, corespunzător înălţimii de lucru a acestor utilaje. Piatra este adusă cu mijloace auto sau vagonete şi este descărcată lîngă macarale. Acestea aşază blocurile mari, în timp ce piatra mai mică dintre blocuri se aranjează manual. Trecerea la etajul următor se face după curăţirea perfectă a locului de muncă, pentru a realiza o bună legătură între etaje.

Zidăria de sub ecranele barajelor de anrocamente se execută cu acelaşi tip de macara, folosind piatra adusă special sau aleasă chiar din taluzul umpluturii de anrocamente. Ordinea execuţiei anrocamentelor şi zidăriei de sub ecran la un baraj înalt de 45 m se arată în figura 5-82.

La execuţia zidăriei de sub ecran trebuie evitată ridicarea zidăriei prea mult deasupra ecranului, mai ales cînd odată cu ridicarea ecranului se umple şi lacul. Presiunea apei transmisă barajului prin ecran activează tasarea anrocamentelor şi o dată cu ea tasarea zidăriei, care executată prea sus, capătă deplasări mari şi fisurează. Acest fenomen, constatat la barajul *Salt Springs*, impune ridicarea zidăriei cu un decalaj de cel mult 25 ... 30 m deasupra ecranului.

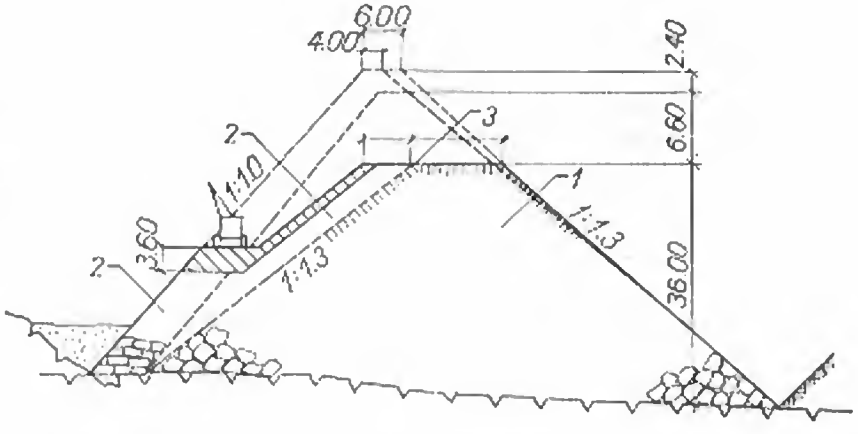


Fig. 5-82. Etape de execuţie la barajul Lower-Bear:

1 — umplutură iniţială; *2* — zidărie de piatră executată pe etape de ~ 3,60 m concomitent cu umplutura amonte; *3* — drum iniţial, lărgit spre amonte.

Zidăria se construieşte din pietre alese cu grijă, cu rosturi bine teşite, cu goluri cît mai reduse şi contact intim între pietre. La barajele executate pînă acum, volumul golurilor a fost de 25 ... 35%.

Tendinţa modernă este de a se elimina folosirea zidăriei la barajele de piatră. În prezent nu se mai construiesc baraje de zidărie uscată, iar zidăria de sub ecran este înlocuită cu anrocamente mărunte bine compactate.

61. Execuţia prin metode speciale

Metoda descărcării materialelor în apă constă în descărcarea anrocamentelor în albie, pentru închiderea ei şi devierea apelor printr-o lucrare de deviere, construită anterior pe uscat. Se aplică în special la execuţia batardourilor înglobate în corpul barajelor de anrocamente. Metoda este rapidă şi eficientă economic, fiind aplicată cu succes la mai multe baraje: *Wanapum* — S.U.A., *Verhne Tuloma* — U.R.S.S. etc.

De asemenea, barajul *Assuan* — R.A.E. ($H = 111$ m), fiind amplasat într-un lac vechi de acumulare ce nu putea fi golit, are partea inferioară (pînă la 24,30 m peste fundul rîului) executată sub apă.

Metoda trecerii apelor peste corpul barajului în curs de construcție este o soluție economică care s-a aplicat cu succes la mai multe lucrări. În acest caz, lucrările de deviere se construiesc pentru un debit de calcul mai redus, deci au un preț de cost mai scăzut. Posibilitatea trecerii apei peste corpul barajului se prevede în general numai în primul an de execuție. În acest scop, umplutura de piatră se pregătește pentru ca, în urma inundării, avariile să fie minime. Panta aval a umpluturii se asigură prin bolovani mari sau se protejează cu plase de oțel ancorate în umplutura de piatră, iar etanșarea de pămînt se protejează printr-o umplutură de piatră cu granulație mai mare și prin înălțarea părții aval a barajului. În figura 5-83 se prezintă corpul barajului *Cougar* în timpul construcției, pregătit pentru deversare.

Metoda de execuție prin explozii dirijate masive, cu prăbușirea materialului chiar în ampriza barajului, este aplicabilă în văi înalte. În acest fel s-au executat umpluturile de anrocamente la mai multe baraje din U.R.S.S. și R. P. Chineză. După realizarea umpluturii se execută elementul de etanșare din argilă. În figura 5-84 se prezintă schema execuției barajului *Alma-Achinskaia* (U.R.S.S.), înalt de 93 m, prin explozii dirijate, executate în trei etape, iar în figura 5-85 se prezintă un profil transversal printr-un baraj de anrocamente înalt de 35 m de pe fluviul Roșu în R. P. Chineză, executat prin explozii.

Exploziile pot fi folosite și pentru executarea unor zone din corpul barajului, funcție de topografia amplasamentului. La barajul *Morena*, printr-o astfel de explozie au fost desprinse 180 000 t de rocă. Evident, în urma exploziilor materialul cade haotic și sînt posibile tasări ulterioare mari.

§ 14. DEFORMAREA BARAJELOR DE PIATRĂ

62. Generalități

Sub acțiunea cîmpului de forțe, variabil în timp, care acționează asupra barajelor de piatră, corpul acestora suferă două categorii de deformații și anume [20]:

— deformații remanente, cu caracter plastic sau de fluaj, care sînt ireversibile și a căror mărime atinge de obicei valori importante;

— deformații elastice, cu caracter reversibil.

Deformațiile plastice se caracterizează printr-o relație neliniară între eforturi și deformații, factorul de proporționalitate variabil numindu-se modul de deformație plastică. Ele se produc prin schimbarea stării de îndesare a materialului, prin sfărîmarea și alunecarea reciprocă a punctelor și suprafețelor de contact dintre blocurile umpluturii de anrocamente.

Deformației plastice îi este caracteristic fenomenul de consolidare pentru un anumit efort aplicat, în sensul că după descărcare, aplicarea unor eforturi inferioare acestuia nu mai produce deformații. Pentru continuarea procesului este necesară aplicarea unui efort superior.

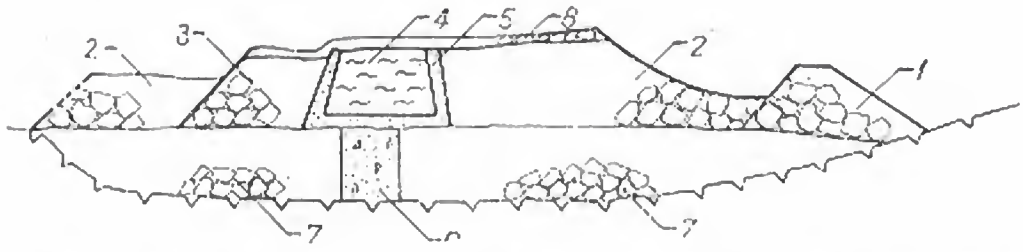


Fig. 5-83. Barajul Cougar în construcție, pregătit pentru deversare provizorie:
1 — umplutură din bolovani mari; *2* — piatră cu dimensiuni maxime 90 cm; *3* — piatră pînă la 60 cm; *4* — nucleu de argilă; *5* — filtre; *6* — nucleu de beton; *7* — piatră pînă la 45 cm; *8* — protecție cu piatră mare.

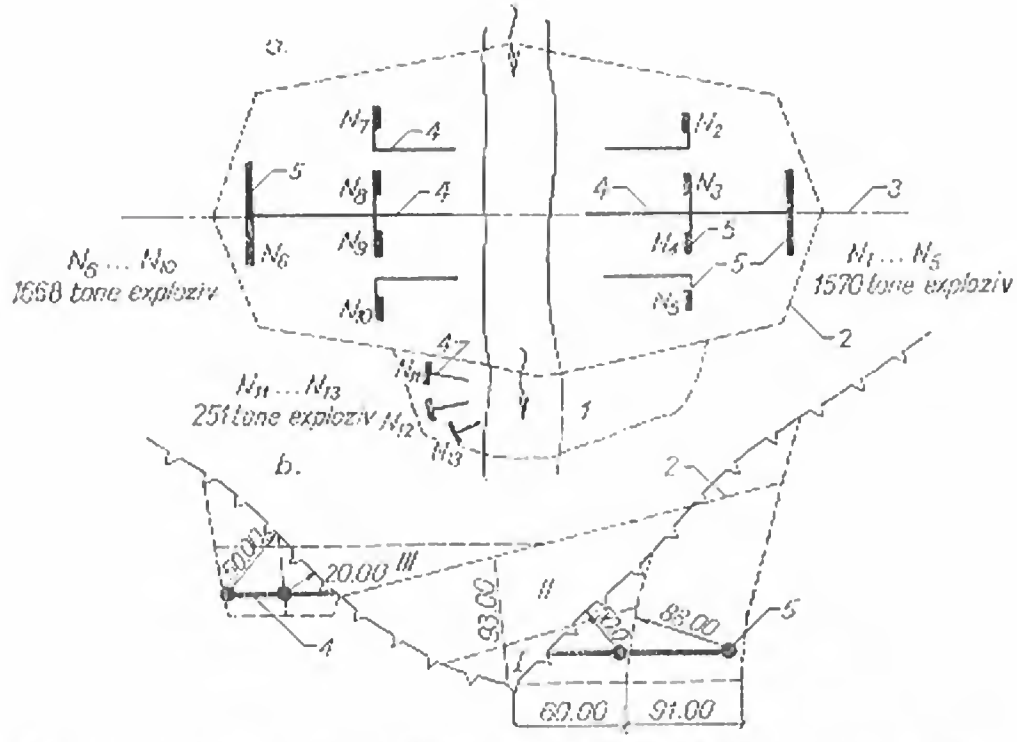


Fig. 5-84. Schema execuției barajului Alma-Achinskaia, prin explozii dirijate:
a — vedere în plan; *b* — profil transversal; *I, II, III* — etape ale exploziilor; *1* — prism de anrocamente de sprijin; *2* — conturul anrocamentelor; *3* — axul barajului; *4* — galerii pentru puşcare; *5* — zone încărcate cu exploziv.

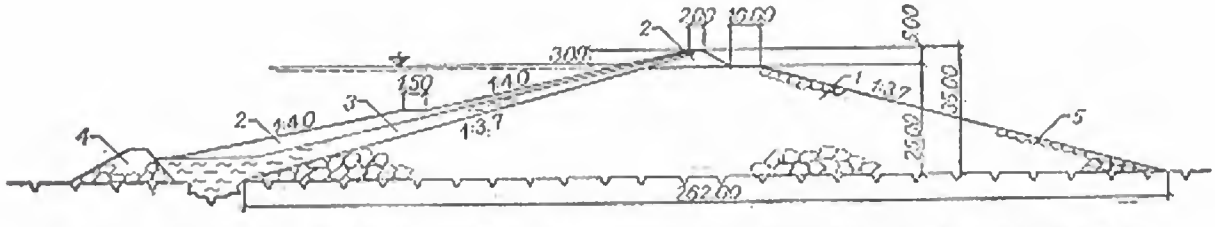


Fig. 5-85. Profil transversal la un baraj pe fluviul Roşu, executat prin explozii dirijate:
1 — anrocamente aruncate prin explozii; *2* — anrocamente compactate; *3* — ecran de argilă; *4* — batardou; *5* — bolovani aranjați.

Deformația de curgere (fluaj) este un fenomen reologic și se produce sub efort constant în perioade lungi de timp.

Deformațiile elastice se produc după legile cunoscute din teoria elasticității. Factorul de proporționalitate efort-deformație se numește modul de elasticitate și are o valoare constantă. Ele sînt caracteristice fragmentelor de rocă pînă la o anumită valoare a eforturilor și, fiind în general mici, prezintă un interes practic limitat. La barajul *Goeschenеralp*, înalt de 157 m, s-au măsurat deplasări orizontale elastice ale coronamentului pînă la 5 cm, la variații ale nivelului apei în lac de 80 ... 100 m.

63. Cauzele deformațiilor

Principalele forțe care produc tasări ale corpului barajelor de piatră sînt:

— forțe din greutatea proprie a umpluturii;

— forțe din presiunea apei din lacul de acumulare, care se aplică asupra masivului prin intermediul elementului de etanșare;

— forțe de subpresiune, care se aplică asupra elementelor aflate sub nivelul hidrodinamic al apei din umplutură;

— forțe masice, cu caracter oscilant, provenind din fenomene seismice, explozii sau vibrații ale unor utilaje grele;

— forțe capilare, produse de prezența apei în punctele de contact ale particulelor solide;

— forțe din împingerea activă a umpluturilor;

— forțe provocate de tendința de alunecare a umpluturii pe suprafața de fundație, în cazul versanților cu pante mari;

— forțe hidrodinamice, provenind din mișcarea apei în interiorul umpluturii;

— forțe provenind din împiedicarea deformațiilor în zonele de contact între straturi cu deplasări diferite.

Există și alți factori care influențează producerea deformațiilor. Dintre aceștia se menționează prezența apei, care are un efect de lubrifiere a suprafețelor de contact, precum și anizotropia masivului, apărută fie prin realizarea unor zone de îndesare diferită, fie prin aruncarea în straturi groase a anrocamentelor după o direcție preferențială.

Inițial, umplutura de piatră, aruncată sau așezată în straturi în corpul barajului, capătă un oarecare grad de compactare sub efectul greutății proprii a pietrei și al impactului căderii. Această compactare, în continuă creștere pe măsura ridicării barajului, produce o tasare verticală a umpluturii. Mai tîrziu, sub presiunea suplimentară a apei din lac, procesul de compactare continuă, producîndu-se deformații suplimentare, orizontale și verticale.

La barajele situate în văi cu versanți abrupți, în afara deformațiilor situate în planuri verticale, normale pe axul barajului, se produc și deplasări longitudinale, dinspre versanți spre albie. Acest fenomen se produce ca urmare a deformațiilor mai mari din zona umpluturilor maxime din albie față de zonele dinspre versanți.

64. Clasificarea deformațiilor

Deformațiile producîndu-se în general în spațiu, pentru analiza lor se adoptă un sistem de referință ortogonal, avînd axele orientate ca în figura 5-86. Deformațiile și respectiv deplasările se definesc ca mărime și direcție prin componentele lor pe cele trei axe de coordonate: Δz — deformația pe verticală; Δx — deformația orizontală amonte-aval; Δy — deformația orizontală, măsurată din secțiunea centrală a barajului spre cele două maluri.

După perioada în care se produc deformațiile, se disting patru etape caracteristice (fig. 5-87):

— *perioada de construcție*, care durează de la așternerea primului strat de anrocamente pînă la umplerea la nivelul coronamentului; deformațiile, care se produc sub efectul greutății proprii, au un caracter elasto-plastic;

— *perioada de așteptare*, care durează de la încheierea construcției barajului la coronament pînă în momentul începerii umplerii lacului de acumulare; deformațiile au un caracter de curgere sub efort constant;

— *perioada primei umpleri* a lacului de acumulare la cota de retenție normală, în care deformațiile sînt de curgere, sub efectul greutății proprii constante și elasto-plastice, sub efectul presiunii hidrostatice crescătoare;

— *perioada de exploatare*, în care deformațiile au un caracter de curgere cu viteză variabilă în funcție de solicitările aplicate, dar cu o tendință generală de scădere după o scară logaritmică.

În figura 5-87 se prezintă desfășurarea deformațiilor în timp, în cele patru perioade menționate, la un baraj de piatră, unde cu D s-a notat modulul de deformație al barajului. $\varphi(t)$ este o funcție de timp, φ_{T_f} este valoarea funcției $\varphi(t)$ la momentul T_f.

Deformațiile se mai clasifică în:

— *deformații generale*, care se produc prin lunecarea fragmentelor de rocă între ele, zdrobirea colțurilor și muchiilor slabe, rezultînd din aceasta o reașezare a umpluturii, cu volum mai mic de goluri; aceste deformații variază continuu timp de cîțiva ani și pot fi considerate proporționale cu înălțimea umpluturii;

— *deformații locale*, care se produc datorită așezării haotice a pietrelor în timpul punerii în operă; putînd rămîne goluri mari între pietre, mici zdrobiri de colțuri sau lunecări, pot provoca deformații bruște și importante; aceste deformații

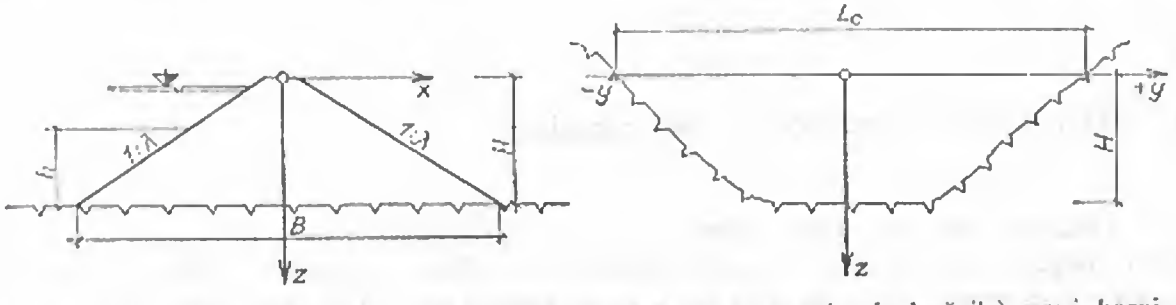


Fig. 5-86. Sistemul de referință pentru deformațiile (respectiv deplasările) unui baraj de piatră.

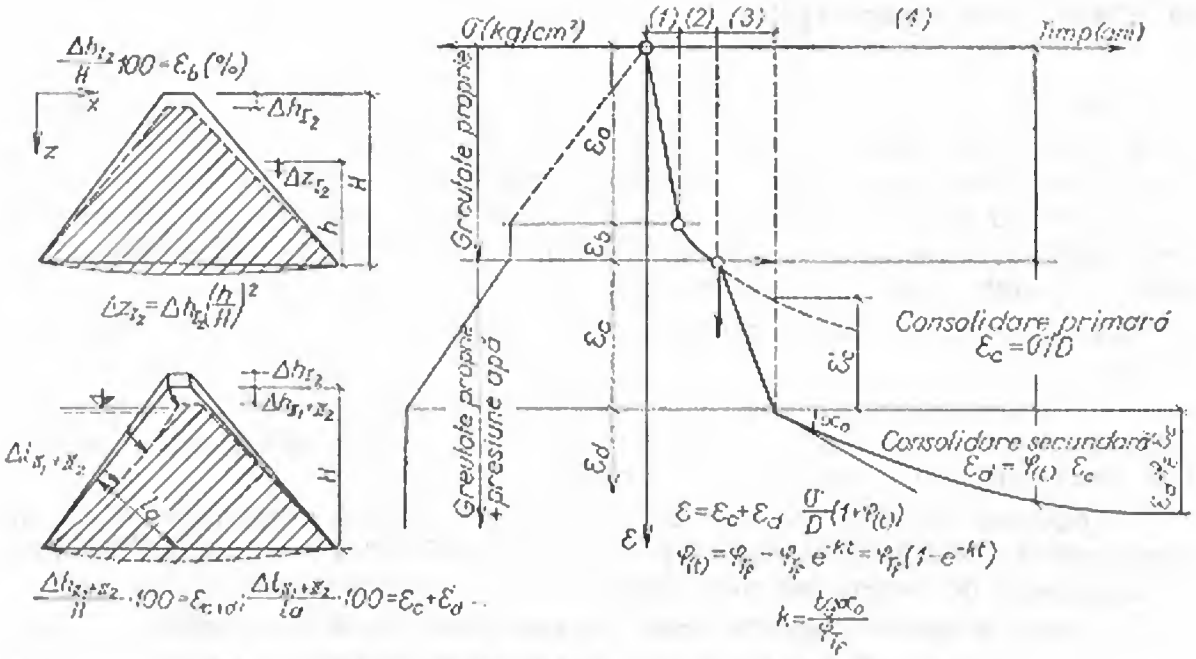


Fig. 5-87. Deformațiile barajelor din anrocamente aruncate:
(1) — perioada de construcție; (2) — perioada de așteptare; (3) — perioada punerii sub sarcină; (4) — perioada de exploatare.

sînt independente de înălțimea umpluturii și în general nu pot fi prevăzute, apariția lor fiind favorizată în cazul folosirii pietrelor plate sau alungite.

În legătură cu modul de deformare al barajelor de piatră, în practică s-a constatat că:

— barajele cu parament amonte mai lin, se deformează mai mult decît cele cu parament amonte mai abrupt;

— barajele de înălțime mare se deformează relativ mai mult decît cele de înălțime mai mică, pentru că presiunea apei și greutatea proprie a umpluturii sînt mai mari;

— majoritatea zdrobirilor și reașezărilor pietrelor din zona de fundație a barajelor înalte apar înaintea punerii sub sarcina hidrostatică;

— piatra din zona amonte a barajelor înalte suferă deformări suplimentare, în special sub efectul presiunii hidrostatice;

— deformațiile cele mai mari apar la 30 ... 40% din înălțimea barajelor, măsurat de la bază.

65. Măsuri pentru reducerea deformațiilor

Tasările, care de obicei ating în jur de 1% din înălțimea barajelor, pot avea efecte negative importante. Neglijarea lor poate duce la scăderea înălțimii de siguranță a coronamentului, punînd barajele în pericol de a fi deversate. În urma deformațiilor pot să apară fisuri în ecrane sau diafragme, care devin astfel neetanșe (cele

mai periclitate sînt elementele de etanşare rigide). La barajul *Salt Springs*, după 7 ani de exploatare, ecranul de beton armat a fisurat, fiind necesară golirea lacului şi repararea sa prin torcretare.

Principalii factori, care depind de caracteristicile umpluturii de anrocamente şi influenţează mărimea deformaţiilor sînt:

— proprietăţile mecanice ale rocilor, ca rezistenţa la compresiune, rezistenţa la sfărîmare, coeficientul de înmuiere;

— unghiul de frecare interioară al anrocamentelor; un unghi de frecare mic dă loc la deplasări mari, la solicitări tangenţiale;

— compoziţia granulometrică a anrocamentelor; curbele granulometrice continue conduc la un volum de goluri mai mic, la suprafeţe de contact mai numeroase şi deci la tasări mai reduse;

— coeficientul de formă al blocurilor; blocurile sferice conduc la deformaţii minime;

— starea de îndesare iniţială a anrocamentelor; cu cît îndesarea iniţială va fi mai mare, deformaţiile ulterioare vor fi mai mici;

— anizotropia masivului, care se manifestă prin existenţa de zone cu îndesări diferite, care conduc la deformaţii diferenţiate între zone.

Deformaţiile nu pot fi împiedicate a se produce, dar se pot lua măsuri pentru reducerea lor şi implicit a efectului lor asupra etanşeităţii barajului. Aceste măsuri se pot grupa în două categorii:

— măsuri care să micşoreze valoarea absolută a deformaţiilor;

— măsuri constructive pentru elementele barajului, astfel ca, prin producerea deformaţiilor, acestea să nu-şi piardă caracteristicile funcţionale.

Ca *măsuri din prima categorie* se menţionează:

— pregătirea corespunzătoare a terenului de fundaţie;

— introducerea în umplutură a unor materiale cu calităţi corespunzătoare (rezistenţe mecanice bune, coeficient de înmuiere redus, rezistenţă la gelivitate, granulozitate, coeficienţi de formă şi mărime în limitele recomandate);

— compactarea bună a anrocamentelor prin alegerea corespunzătoare a tehnologiei (utilaje, grosimea straturilor, numărul de treceri, regimul de stropire cu apă sub presiune);

— execuţia elementelor de etanşare după terminarea umpluturilor din corpul de rezistenţă, la tipurile de baraje la care este posibil; la barajele cu ecran amonte este recomandabilă chiar punerea provizorie sub sarcină, folosind un element de etanşare provizoriu.

Ca *măsuri din a doua categorie* se menţionează:

— aplicarea tipului de baraj compatibil cu deformaţiile prevăzute;

— supraînălţarea barajului la coronament şi curbarea sa spre amonte, astfel încît după deformare să se realizeze forma dorită;

— prevederea unui element de etanşare capabil să preia deformaţiile probabile, fără a suferi avarii; executarea ecranelor de beton armat cu rosturi de tasare, cores-

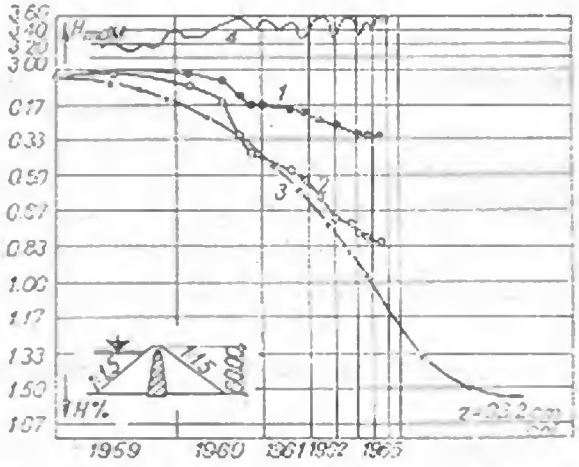


Fig. 5-88. Tasările nucleului şi prismelor de anrocamente la barajul Peruça:

1 — tasare anrocamente; *2* — tasare nucleu; *3* — tasare calculată a nucleului; *4* — variaţia apei în lac.

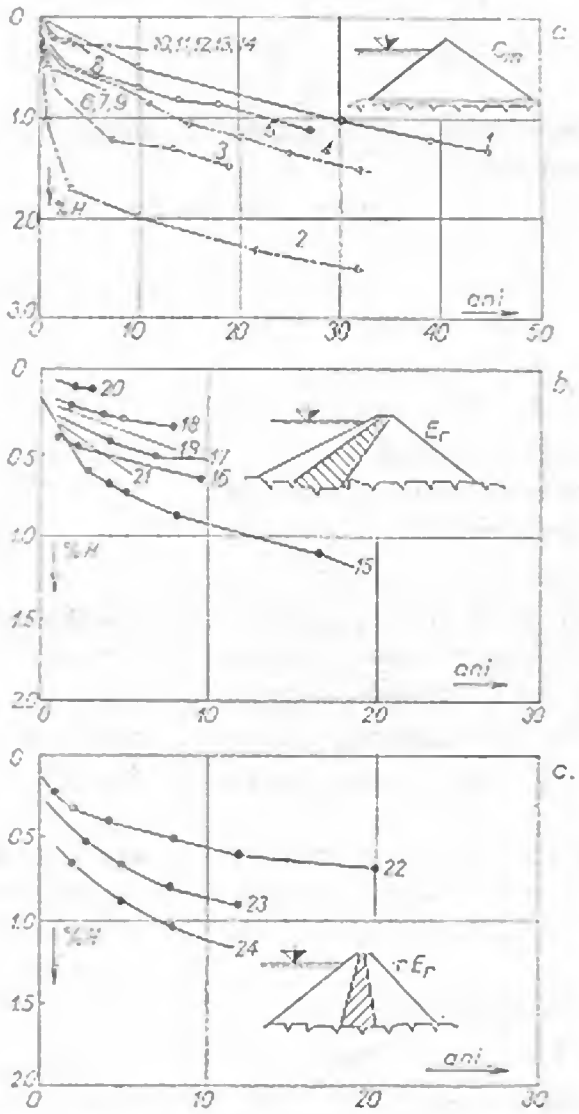


Fig. 5-89. Desfăşurarea în timp a tasărilor la barajele de piatră:

a — cu ecran de beton armat sau bituminos; *b* — cu ecran de pământ; *c* — cu nucleu de pământ; *1* — Bowman; *2* — Swift; *3* — Strawberry; *4* — Dix River; *5* — Salt Springs; *6* — San Gabriel *2*; *7* — Lower Bear River *1*; *8* — Montgomery; *9* — Wishon; *10* — Nissaström; *11* — Quoich; *12* — Genkel; *13* — Henne; *14* — Lower Bear River *2*; *15* — Nantahala; *16* — Cedar Cliff; *17* — Bear Creek; *18* — Wolf Creek; *19* — East Fork; *20* — Lewis Smith; *21* — Kenney; *22* — Nottely; *23* — Watauga; *24* — South Holston.

punzător distribuite în cimp şi în zona vetrei; folosirea ecranelor sau nucleelor plastice (pămînt, beton bituminos) în cazurile în care sînt de aşteptat deformaţii importante.

66. Deformaţiile unor baraje

În figura 5-88 se prezintă deformaţiile nucleului şi prismelor de anrocamente la barajul *Peruça*. În figura 5-89 se prezintă diagrame de variaţie a deformaţiilor în timp la baraje de anrocamente cu ecrane din beton armat, sau cu ecrane şi nuclee de pământ.

Pentru barajul *Salt Springs*, la care au fost făcute observaţii sistematice pe o perioadă îndelungată, se arată:

— în figura 5-90, *a*, în coordonate oblice, deformaţiile totale (verticale şi orizontale) din opt secţiuni orizontale, după opt ani de exploatare;

— în figura 5-90, *b*, evoluţia deformaţiilor în timp într-o secţiune centrală a barajului;

— în figura 5-91, cîmpul deformaţiilor la paramentul amonte după 27 ani de exploatare (1931—1958).

Din aceste diagrame rezultă că cele mai mari deformaţii se produc în primele luni după ridicarea barajului şi în special după umplerea lacului. Apoi, deformaţiile descresc treptat în timp. La barajele îngrijit executate deplasarea verticală totală la coronament este de circa 1% din înălţimea barajului, în timp ce deplasarea orizontală spre aval, în acelaşi punct, este de circa jumătate din cea verticală.

Deformaţiile cele mai mari se produc la aproximativ 40% din înălţimea barajului, măsurată de la bază. Majoritatea deformaţiilor s-au produs în primii 5 ... 6 ani de la punerea sub sarcină.

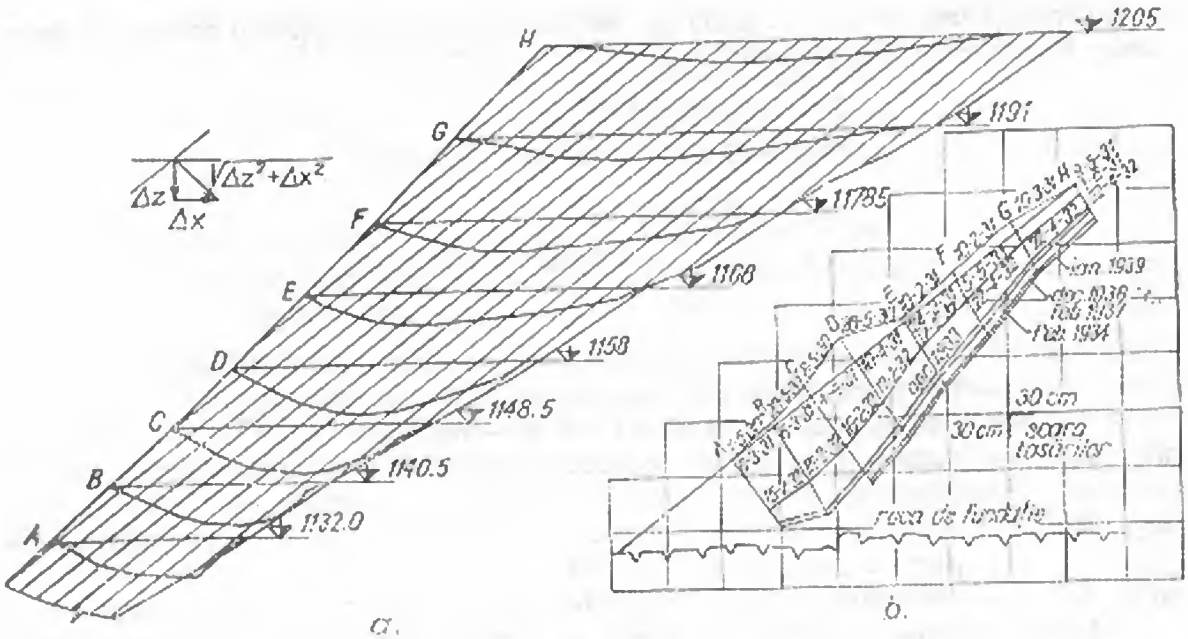


Fig. 5-90. Barajul Salt Springs:

a — tasări totale după 8 ani (1931—1939), în coordonate oblice; *b* — evoluția tasărilor în secțiunea centrală.

67. Relații pentru calculul deplasărilor

Pentru determinarea deformațiilor, diverși autori au propus relații de calcul, deduse pe bază de observații directe la cîteva baraje. Aceste relații se referă la unele cazuri particulare și ca urmare nu au o valabilitate generală. Ca metode mai cunoscute se citează cele care urmează.

Metoda Razin (1951) [12]. Se aplică pentru baraje de anrocamente omogene, cu etanșare la paramentul amonte. A fost elaborată în urma măsurătorilor la barajul *San Gabriel I* și la barajul *Șirokovski*. Se propun formule pentru determinarea

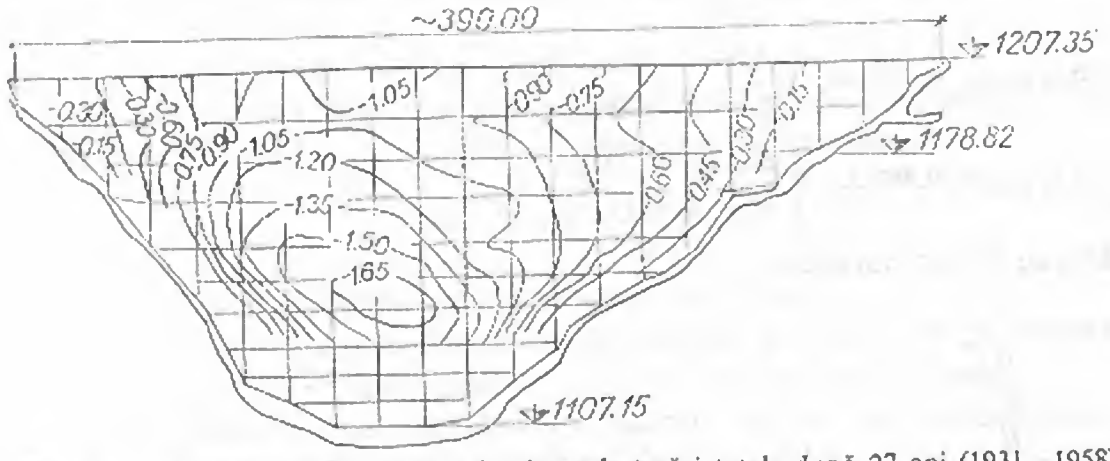


Fig. 5-91. Barajul Salt Springs: curbe de egale tasări totale după 27 ani (1931—1958).

deplasărilor verticale și orizontale ale punctelor de pe paramentul amonte al barajului. Formulele recomandate sînt:

$$\begin{aligned} \Delta z_{\mathrm{I}} &= 0{,}0001\, hy^2; \\ \Delta z_{\mathrm{II}_1} &= \Delta z_{\mathrm{II}_2} = 0{,}006H - 0{,}00015y^2; \\ \Delta x_{\mathrm{I}} &= 0{,}5\, \Delta z_{\mathrm{I}}; \\ \Delta x_{\mathrm{II}_1} &= \Delta x_{\mathrm{II}_2} = 0{,}009H - 0{,}000225y^2, \end{aligned} \tag{15}$$

unde:

H — înălțimea totală a barajului în secțiunea considerată;
h — înălțimea punctului considerat deasupra fundației;
y — diferența dintre H și h ($y = H - h$);
Δz_{I}, Δx_{I} — deplasări verticale, respectiv orizontale, provenind din greutatea proprie;
Δz_{II_1}, Δx_{II_1} — deplasări verticale, respectiv orizontale, provenind din prima umplere a lacului;
Δz_{II_2}, Δx_{II_2} — deplasări verticale, respectiv orizontale, provenind din exploatare.

Metoda propusă de Razin verifică cu aproximație acceptabilă măsurătorile pentru baraje cu înălțimea pînă la 50 m, ale căror proprietăți, în ceea ce privește umplutura de anrocamente, se aseamănă cu cele ale barajului *Șirokovski*.

Metoda D. Pavel [21] a fost elaborată pe baza observațiilor la barajul *Gozna* ($H = 45$ m) și determină deplasarea punctelor de pe paramentul amonte și aval, în planuri normale pe axul coronamentului, în timpul construcției și exploatării. Notînd cu Δz_t deplasarea verticală totală provenită din greutatea proprie, din prima umplere a lacului și din exploatare:

$$\Delta z_t = \Delta z_{\mathrm{I}} + \Delta z_{\mathrm{II}_1} + \Delta z_{\mathrm{II}_2};$$

$$\Delta z_t = \frac{H^2 C_2}{\sqrt{\sigma\lambda}}(0{,}00439 + 0{,}0085\eta - 0{,}0744\eta^2) \quad \text{pentru} \quad \eta > 0{,}5$$

$$\Delta z_t = \frac{H^2 C_2}{\sqrt{\sigma\lambda}}(0{,}0676 + 0{,}0744\eta^2 - 0{,}194\eta^3) \quad \text{pentru} \quad \eta < 0{,}5$$

$$\Delta z_{\mathrm{II}} = \Delta z_{\mathrm{II}_1} + \Delta z_{\mathrm{II}_2} = \frac{3C_2}{\sqrt{\sigma\lambda}}\sqrt[4]{h} \tag{16}$$

$$\Delta x_{t\ amonte} = 0{,}2\, \Delta z_t \begin{cases} \Delta x_{\mathrm{I}} = -0{,}133\, \Delta z_t \\ \Delta x_{\mathrm{II}} = 0{,}333\, \Delta z_t \end{cases}$$

$$\Delta x_{t\ aval} = 0{,}466\, \Delta z_t \begin{cases} \Delta x_{\mathrm{I}} = 0{,}133\, \Delta z_t \\ \Delta x_{\mathrm{II}} = 0{,}333\, \Delta z_t \end{cases}$$

unde s-au folosit notațiile:

$$\eta = \frac{h}{H};$$

$$\lambda = \frac{B}{H};$$

B — lățimea barajului la bază;

σ — rezistența la rupere prin compresiune a rocii, în kg/cm²;
C_2 — coeficient care depinde de modul de construcție, cu valori de 0,8 ... 1,2;
$\Delta x_{t\ amonte}$ — deplasarea orizontală totală a paramentului amonte;
$\Delta x_{t\ aval}$ — deplasarea orizontală totală a paramentului aval;
Δx_{II} — deplasarea orizontală provenind din prima umplere a lacului Δx_{II_1} și din exploatare Δx_{II_2}.

Celelalte notații sînt identice cu cele de la metoda *Razin*.

Metoda permite determinarea cu abateri acceptabile a deplasărilor unor baraje de 40 ... 50 m înălțime, executate prin aruncarea pietrei.

Metoda S. Dyck [22] a fost elaborată prin măsurători efectuate la un număr mare (peste 20) de baraje din întreaga lume. Ea are un caracter semiempiric și este aplicabilă pentru baraje omogene din anrocamente, indiferent de modul de compactare, cît și pentru baraje de anrocamente cu nucleu de pămînt. Pentru determinarea deplasărilor verticale în perioada de construcție se recomandă formula (fig. 5-87):

$$\Delta z_I = \chi \frac{h}{H^2} (H - h)^2, \tag{17}$$

unde:

Δz_I, h, H — au semnificația notațiilor precedente;
χ — coeficient global care depinde de caracterul barajului, cu valori 0,004 ... 0,01 pentru baraje executate în straturi și 0,08 ... 0,18 pentru baraje executate prin aruncare.

Deplasările verticale în timpul de așteptare al primei umpleri a lacului Δz_{I_1} se determină cu expresia:

$$\Delta z_{I_1} = \Delta h_{I_1} \left(\frac{h}{H}\right)^2 \tag{18}$$

unde:

$$\Delta h_{I_1} = \frac{\sigma}{D_{I_1}} H$$

Δh_{I_1} — deplasarea verticală la coronament în perioada de așteptare;
σ — efortul mediu de compresiune pe talpa barajului în această perioadă;
D_{I_1} — modulul de deformație al barajului.

În perioada primei umpleri a lacului, deplasarea într-un plan vertical normal pe parament, $\Delta l_{II_1} = \sqrt{\Delta z_{II_1}^2 + \Delta x_{II_1}^2}$ se determină cu expresia:

$$\Delta l_{II_1} = \varepsilon_{II_1} l = \frac{\sigma}{D_{II_1}} l, \tag{19}$$

unde ε_{II_1} — deformația specifică în perioada respectivă;
σ — efortul unitar mediu pe o fîșie orientată perpendicular pe parament;
D_{II_1} — modulul de deformație al barajului din această perioadă;
l — lungimea fîșiei considerate, măsurate pe direcția presiunii apei de la parament la talpa de fundație.

Pentru perioada de exploatare se calculează deplasarea totală din planul vertical normal pe paramentul amonte, inclusiv cea din perioada primei umpleri, adică $\Delta l_t = \Delta l_{II_1} + \Delta l_{II}$, cu relația

$$\Delta l_t = \varepsilon_t l, \tag{20}$$

unde $\varepsilon_t = a - be^{-Kt}$ și a, b, K sînt constante depinzînd de caracteristicile umpluturii de anrocamente, iar t, timpul în ani care a trecut de la prima umplere a lacului pînă în momentul de calcul.

Recent s-a aplicat și metoda elementului finit pentru calculul deformațiilor barajelor din materiale locale [23]. În acest caz se poate ține seama de conlucrarea barajului cu terenul de fundație, modul real de aplicare succesivă a greutății proprii în perioada de construcție, influența neomogenităților din corpul barajului și din fundație, relații neliniare eforturi—deformații, consolidarea materialelor locale. Barajul se împarte într-o rețea de calcul prin metoda elementului finit, care permite aplicarea încărcărilor după orice schemă. Rezultatele se pot exprima în coeficienți adimensionali. În figura 5-92 se prezintă valorile coeficienților adimensionali de tasare C_z pentru diferite puncte situate în axul unui baraj la înălțimea h_0 de la fundație, în funcție de înălțimea de execuție h, pentru două rapoarte dintre modulul de deformație al fundației E_f și al barajului E_b.

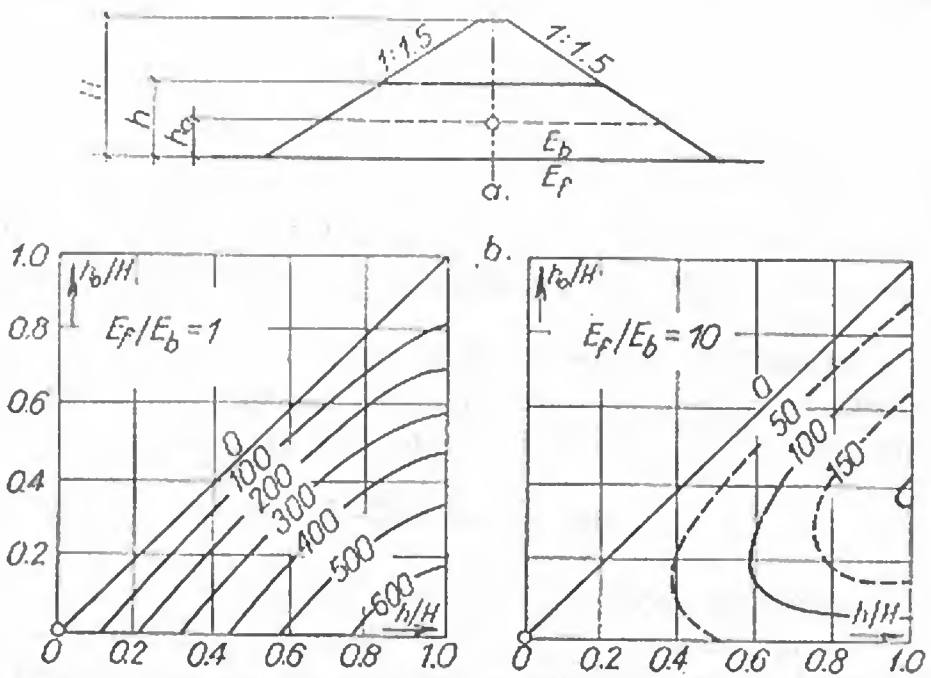


Fig. 5-92. Coeficienți ademinsionali de tasare a unui baraj din materiale locale pentru diverse rapoarte Ef/Eb;

a — schemă; *b* — diagrame.

Deplasările reale Δz se calculează cu formula:

$$\Delta z = C_z \frac{\gamma_1 H^2}{E_0}, \tag{21}$$

unde γ_1 — greutatea volumetrică a anrocamentelor, iar celelalte notații, ca mai sus.

Metoda elementului finit poate fi folosită cu succes pentru aprecierea suprainălțării inițiale a barajelor, astfel ca după deformare să se obțină forma dorită a paramentelor și a coronamentului.

BIBLIOGRAFIE

1. * * * *World Register of Dams.* 1965.
2. Grișin, M. M. *Construcții Hidrotehnice*, vol. I (trad. din limba rusă). București, 1958.
3. Stănescu, E., Munteanu, A., Șeibulescu, C., *Construcția barajelor de pământ și anrocamente*. București, 1969.
4. A. S. C. E. *Symposium on Rockfill Dams*. Proceedings A.S.C.E. Power Division, vol. 84, august 1958.
5. Davis, C. V. *Handbook of Applied Hidraulics*. New York, 1969.
6. Airapetian, R. A. *Proiectarea barajelor din piatră aruncată și din piatră cu pământ*, (în limba rusă). Moscova, 1968.
7. Contessini, F. *La diga di Gela*. L'Energia Elettrica, nr. 2, 1951.
8. Moiscev, S. N. *Baraje de piatră cu pământ, anrocamente și zidărie uscată* (în limba rusă). Moscova, 1962.
9. Prișcu, R., Constantinescu, M., Manta, A. *Baraje de acumulare*. Manualul inginerului hidrotehnician, vol. I, București, 1969.
10. Creager, W., Justin, I., Hinds, J. *Engineering for Dams*. New York, 1957.
11. Tölke F. *Talsperren*. Berlin, 1938.
12. Razin, V. N. *Observații asupra deformațiilor unui baraj de anrocamente* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 9, 1950.
13. Bobroe, R. I. *Baraje de anrocamente cu ecrane de pământ* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 10, 1959.
14. Colectiv sovietic. *Îndreptar de hidrotehnică* (în limba rusă). Moscova, 1955.
15. Ionescu, Ș. *Metodă pentru calculul măștilor din beton armat ale barajelor din anrocamente*. Buletin I.S.P.H., 1973.
16. * * * *Rapports. Question nr. 27.* Septième Congrès des Grands Barrages. Rome, 1961.
17. * * * *Rapports: Les barrages Sainte Cécile d'Andorge, Salagou, l'Alesani.* Travaux, septembre, 1967.
18. Sowers, G. *Earth and Rockfill Dam Engineering*. Asia Publishing House, London, 1962.

19. Nguyen Song Thoa. *Metode moderne de execuție a barajelor de piatră cu aplicare în R. D. Vietnam.* Teză de doctorat, I. C. București, 1972.

20. Ionescu, Ș. *Metode de calcul ale deformațiilor barajelor din materiale locale. Compactarea pământurilor și anrocamentelor.* Referate pentru doctorat, I. C. București, 1972.

21. Pavel, D. *Tasarea barajelor de anrocamente.* Hidrotehnica nr. 9, 11, 12/1952.

22. Dyck, S. *Art, Grösse und Verlauf der Bewegungen von Steinschüttdämmen.* Wasserwirtschaft und Wassertechnik, nr. 12, 1961.

23. Constantinescu, A., Comșa, R., Otca, V. *Calculul deformațiilor barajelor din anrocamente.* Hidrotehnica nr. 1, 1973.

CAPITOLUL 6

BARAJE DE PĂMÎNT

§ 1. SCURT ISTORIC

1. Primele baraje de pămînt

Barajele de pămînt alcătuite dintr-o umplutură omogenă sau neomogenă de materiale locale, reprezintă tipul cel mai vechi de baraj. Există informaţii despre baraje de pămînt construite cu peste două mii de ani în urmă.

În Ceylon, unde între anii 500 şi 200 î.e.n. exista o civilizaţie foarte dezvoltată, se construiau baraje mari pentru irigaţii. Se cunoaşte un astfel de baraj care avea 18 km lungime, 25 m înălţime şi conţinea circa 17 mil. m^3 de umplutură.

Se cunosc mai multe baraje de pămînt în India, construite în jurul anului 1000, din care unele mai sînt în funcţiune. Cel mai mare din ele, *Madduk-Masur* de 33 m înălţime, a fost distrus în timpul unei viituri din cauza lipsei evacuatorilor.

Secolul al XIX-lea marchează o nouă etapă în execuţia barajelor de pămînt, datorită dezvoltării tehnicii de compactare. Pentru compactarea terasamentelor în Anglia se foloseau la început turme de animale care treceau peste umpluturi. S-a folosit apoi cilindrul compactor neted, iar după anul 1905, cilindrul compactor tip *picior de oaie*.

Începutul secolului XX cunoaşte folosirea largă a depunerii hidraulice (sau a hidromecanizării). Dezvoltarea mare a mecanizării în general, a făcut ca în ultimii 40 de ani acest procedeu de execuţie să se aplice destul de frecvent.

Progresele continue realizate în domeniul cunoaşterii pămînturilor, în hidraulica apelor subterane, ca şi dezvoltarea utilajelor de construcţii pentru executarea terasamentelor, au permis realizarea unor baraje de pămînt de înălţimi şi volume din ce în ce mai mari şi la un preţ de cost avantajos.

2. Date statistice

O statistică [1] referitoare la evoluţia în timp a construcţiei de baraje de pămînt mai înalte de 30 m, arată pe decade astfel:

1860—1869	.....	3 baraje
1870—1879	.....	2 baraje
1880—1889	.....	—
1890—1899	.....	2 baraje
1900—1909	.....	12 baraje
1910—1919	.....	26 baraje
1920—1929	.....	63 baraje
1930—1939	.....	61 baraje
1940—1949	.....	59 baraje
1950—1955	.....	104 baraje
Total	.....	332 baraje

În tabelul 6—1 se prezintă evoluția numerică a barajelor construite în ultimii 20 de ani, după o statistică a Comisiei Internaționale a Marilor Baraje.

TABELUL 6-1

Perioada de construcție	Numărul total	Tipul barajelor							
		Materiale locale		Greutate și contraforți		Arcuite		Alte tipuri	
		Nr.	%	Nr.	%	Nr.	%	Nr.	%
1945—1949	400	217	54.00	112	28.00	42	10,50	29	7.50
1950—1954	853	436	51.00	279	33.00	81	9,50	57	6.50
1955—1959	1156	620	53.50	370	32.00	85	7.50	81	7.00
1960—1964	1580	927	59.00	418	27.00	141	8.00	94	6.00

Se observă tendința de creștere numerică a barajelor executate din materiale locale în raport cu celelalte tipuri. Aceasta se explică pe de o parte prin epuizarea treptată a amplasamentelor favorabile executării de baraje de beton, și pe de altă parte, prin perfecționarea utilajelor de construcții pentru lucrările de terasamente și a tehnologiei de punere în operă.

În U.R.S.S. numărul barajelor de pămînt este în continuă creștere; în S.U.A. circa 75% din barajele executate sînt baraje de pămînt; în Marea Britanie numărul barajelor de pămînt a ajuns la 55% din numărul total de baraje existente. Franța, țară cu vechi tradiții în construcția barajelor de beton, Spania, Portugalia, Japonia și altele, au început de asemenea să construiască pe scară largă baraje din materiale locale.

3. Cele mai înalte baraje

Cele mai înalte baraje de pămînt executate pînă în prezent prin compactare sînt arătate în tabelul 6-2, iar cele executate prin depunere hidraulică în tabelul 6-3.

TABELUL 6-2

Barajul	Anul terminării construcției	Țara	Înălțimea (m)	Lungimea la coronament (m)	Volumul de pămînt (10^6 m³)	Volumul lacului (10^6 m³)
Nurek	în construcție	U.R.S.S.	310	730	58.000	10.400
Oroville	1968	S.U.A.	236	2 316	59.639	4.299
W.A.C. Bennett	1968	Canada	183	2 040	43.729	70.100
Don Pedro (New)*	în construcție	S.U.A.	178	579	12,815	2.504
Charvak	în construcție	U.R.S.S.	168	762	2.499	2.000
Trinity	1962	S.U.A.	164	792	22.162	3.084
Swift	1958	S.U.A.	156	640	11.798	0.932
Goescheneralp *	1960	Elveția	155	540	9.350	0,075

* pămînt + anrocamente

TABELUL 6-3

Barajul	Anul terminării construcției	Țara	Înălțimea (m)	Lungimea la cremalieră (m)	Volumul de pămînt (10^6 m³)	Volumul lacului (10^3 m³)
Minghecaur	1953	U.R.S.S.	80	1 550	5,085	16,000
Fort Peck	1940	S.U.A.	76	6 409	96,029	19,400
Cobble Mountain	1932	S.U.A.	80	—	1,070	—

În figura 6-1 se prezintă evoluția în timp a înălțimii barajelor construite din materiale locale. Din analiza graficului se constată că în prezent sînt trei tipuri de baraje din materiale locale care se aplică cu prioritate:

— *baraje cu nucleu central de argilă* sau puțin înclinat spre amonte și prisme de rezistență laterale din aluviuni sau anrocamente (*a E a*, *r E r*);

— *baraje cu ecran de argilă* așezat pe aluviuni sau anrocamente (*E a*, *E r*);

— *baraje cu ecran special* din beton bituminos sau beton armat (*A m r*, *C m r*).

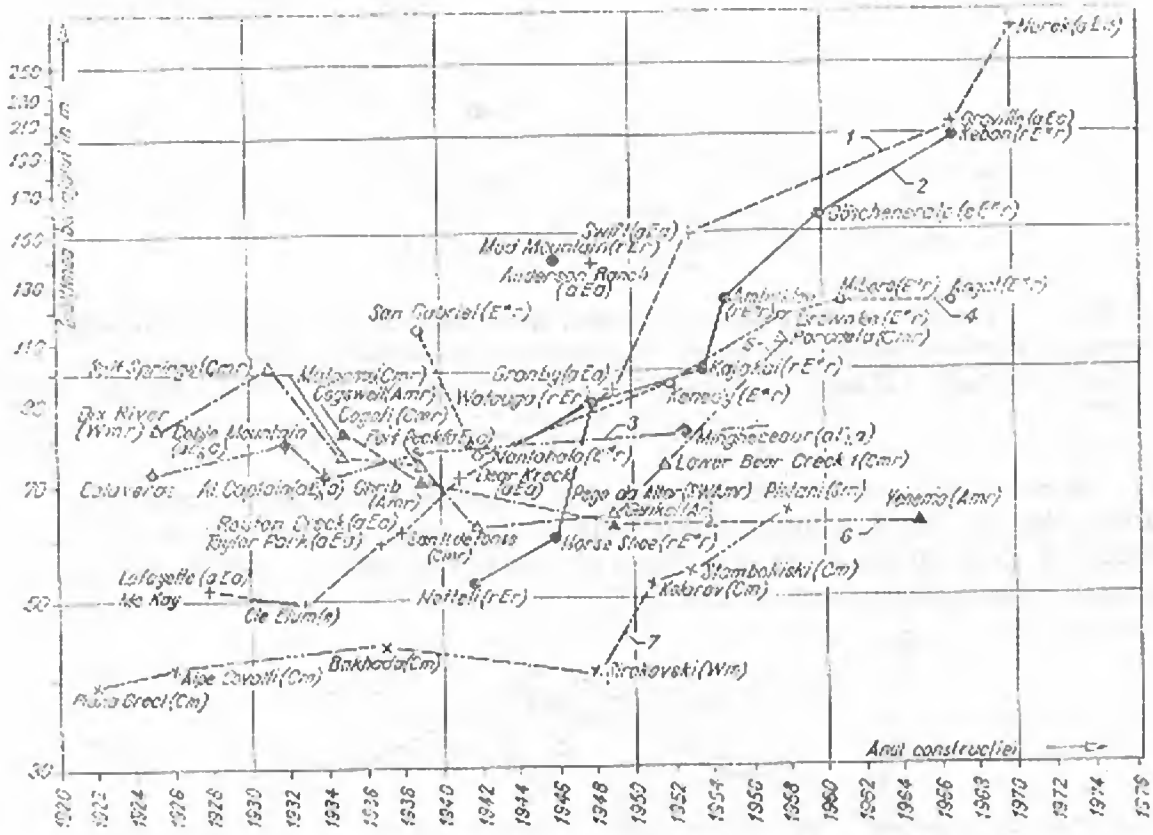


Fig. 6-1. Evoluția în timp a înălțimii barajelor din materiale locale.

Masivele de rezistență: *e* — pămînt; *a* — aluviuni; *r* — anrocamente; *m* — zidărie uscată.
Elementele de etanșare: *E* — nucleu sau ecran de pămînt (*E*' — nucleu sau ecran subțire; *Eh* — hidromecanizat); *C* — beton, beton armat; *S* — metal; *W* — lemn; *A* — beton bituminos; *P* — materiale plastice.
Tipuri de baraje: *1* — *a E a*, nucleu de argilă și prisme de aluviuni; *2* — *r E r*, nucleu de argilă și prisme de anrocamente; *3* — *a Eh a*, pămînt prin hidromecanizare cu nucleu; *4* — *E r*, ecran de argilă și prism de anrocamente; *5* — *C m r*, ecran de beton, zidărie de piatră și anrocamente; *6* — *A m r*, ecran de beton bituminos, zidărie de piatră și anrocamente; *7* — *C m*, ecran de beton și corp de zidărie uscată.

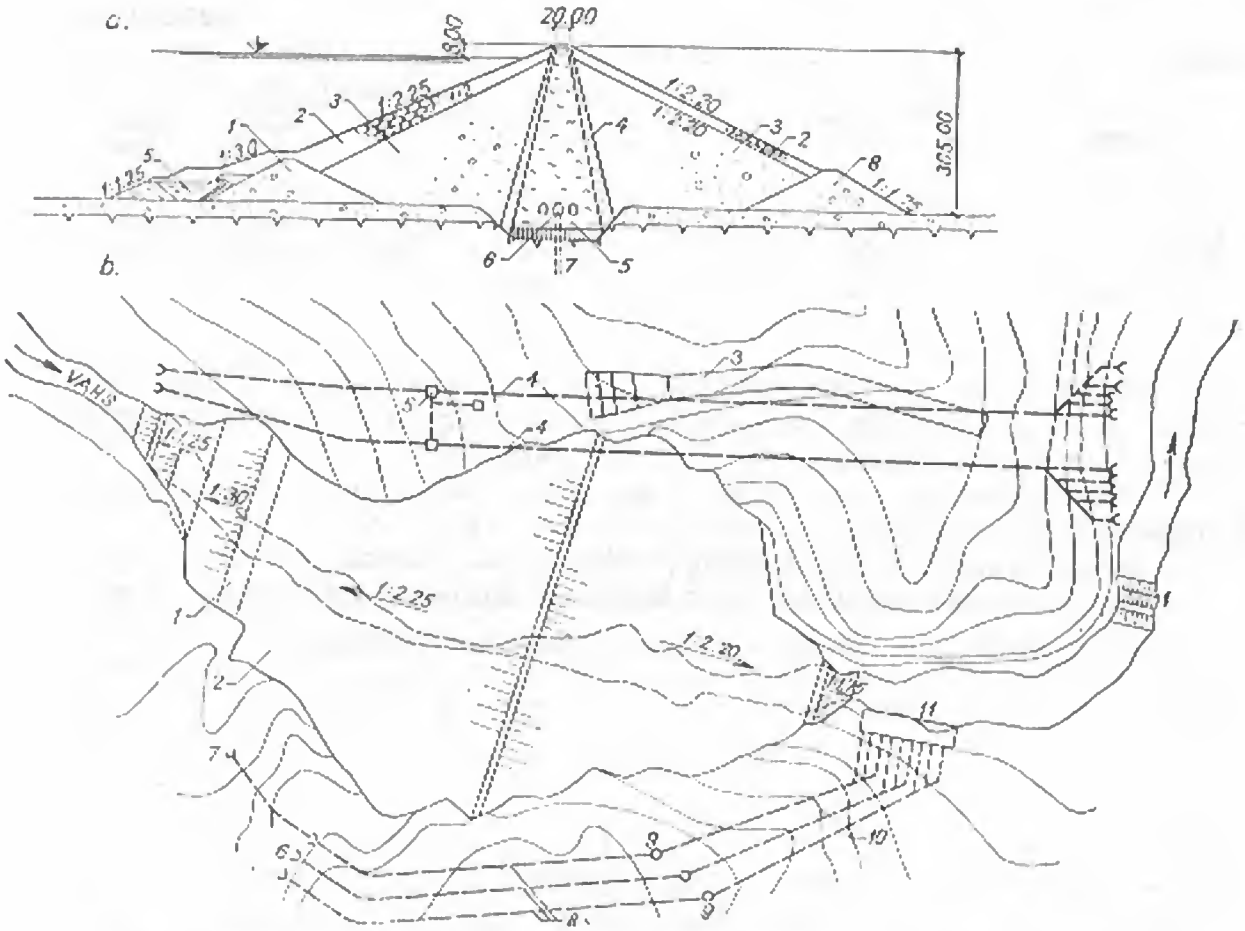


Fig. 6-2. Barajul Nurek (U.R.S.S.), cel mai înalt baraj de pămînt (în construcție):
a — secțiune transversală; *1* — batardou amonte; *2* — anrocamente; *3* — aluviuni; *4* — filtre inverse; *5* — nucleu de argilă; *6* — galerii de injecții; *7* — voal de injecții; *8* — prism aval; *b* — plan de situație; *1* — batardouri amonte și aval; *2* — corp baraj; *3* — descărcător de suprafață; *4* — galerii de deviere în timpul construcției și goliri de fund la baraj; *5* — casă vane; *6* — prize; *7* — priză pentru apa mică; *8* — galerii de aducțiune; *9* — castele de echilibru; *10* — galerii forțate; *11* — centrală hidroelectrică.

Se relevă tendința actuală de a se aplica în special soluții de baraje cu etanșarea din nucleu de argilă la înălțimi din ce în ce mai mari. În prezent cele mai înalte baraje de pămînt din lume sînt *Nurek* din U.R.S.S., înalt de 305 m (fig. 6-2) și *Oroville* din S.U.A., înalt de 224 m (fig. 6-3).

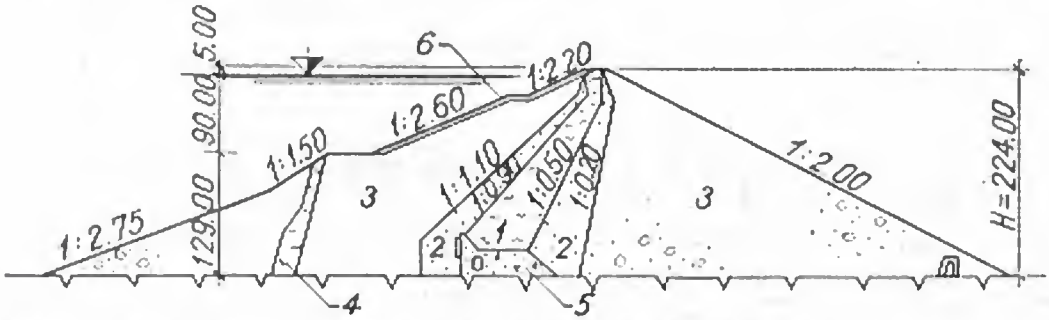


Fig. 6-3. Barajul Oroville (S.U.A.), cel mai înalt baraj de pămînt în exploatare (1968):
1—nucleu de argilă; *2*—zone de tranziție; *3*—aluviuni; *4*—nucleu batardou; *5*—masiv de beton; *6*—perete de piatră.

4. Stadiul în țara noastră

În țara noastră există multe amplasamente favorabile construcției de baraje de pămînt, în special pe cursurile medii și inferioare ale rîurilor.

Pînă în prezent s-au executat baraje de pămînt cu înălțimi reduse: barajul *Belci* pe rîul Tazlău ($H = 14$ m), barajele uzinelor de pe *Bistrița — aval* și *Argeș — aval*, barajul *Rovinari* pe Jiu, digurile din albia majoră a *Dunării* etc.

Pentru următorii ani se prevede executarea unor baraje de pămînt importante: barajul *Brebu* pe Doftana ($H = 78$ m; $V_{pămînt} = 3{,}5$ mil.m^3), barajul *Vipereşti* pe Buzău ($H = 40$ m; $V_{pămînt} = 2{,}9$ mil.m^3) și altele.

§ 2. DESCRIEREA BARAJELOR DE PĂMÎNT

5. Criterii de clasificare

Barajele de pămînt sînt construite din nisipuri, nisipuri argiloase, argile nisipoase, argile și pietrișuri. Corpul barajului poate fi constituit dintr-un singur fel de material sau din amestecuri, astfel zonate încît să asigure etanșeitatea și rezistența lucrării. Secțiunea transversală a unui baraj de pămînt este de obicei trapezoidală, cu taluzurile (amonte și aval) line, rezultate din condițiile de stabilitate.

Barajele de pămînt se pot executa practic, pe orice teren de fundație, cu excepția mîlurilor foarte curgătoare, a terenurilor cu materiale solubile în apă (ghips, sare etc.), a straturilor groase de turbă sau a rocilor cu proprietăți mecanice extrem de neuniforme.

În figura 6-4 sînt prezentate principalele tipuri de baraje de pămînt fundate pe terenuri impermeabile [2].

Dacă materialul de umplutură este uniform și asigură prin calitățile proprii etanșeitatea și rezistența profilului, barajul este de tip *omogen* (fig. 6-4, *A*). Dacă profilul barajului este realizat din materiale diferite, care asigură etanșeitatea (ecrane sau nuclee de argilă, beton, metal etc.) și respectiv rezistența (nisipuri, pietrișuri), barajul este de tip *neomogen* (fig. 6-4, *B*).

Barajele de pămînt neomogene sînt cele mai răspîndite, datorită posibilităților largi de a se adapta la condițiile locale. Materialele care compun profilul unui baraj de pămînt neomogen se așază într-o anumită ordine. Din acest punct de vedere se disting: baraje alcătuite din mai multe sorturi de materiale cu elementul de etanșare așezat în amonte, numindu-se în acest caz *ecran* sau *mască* (fig. 6-4, B_1) și baraje cu elementul de etanșare așezat în partea centrală a profilului, numindu-se în acest caz *nucleu* sau *sîmbure* (fig. 6-4, B_2).

Barajele neomogene cu ecran pot fi cu ecran plastic, format dintr-un strat de argilă, argilă nisipoasă sau turbă (fig. 6-4, B_{1a}), sau cu ecran rigid din beton,

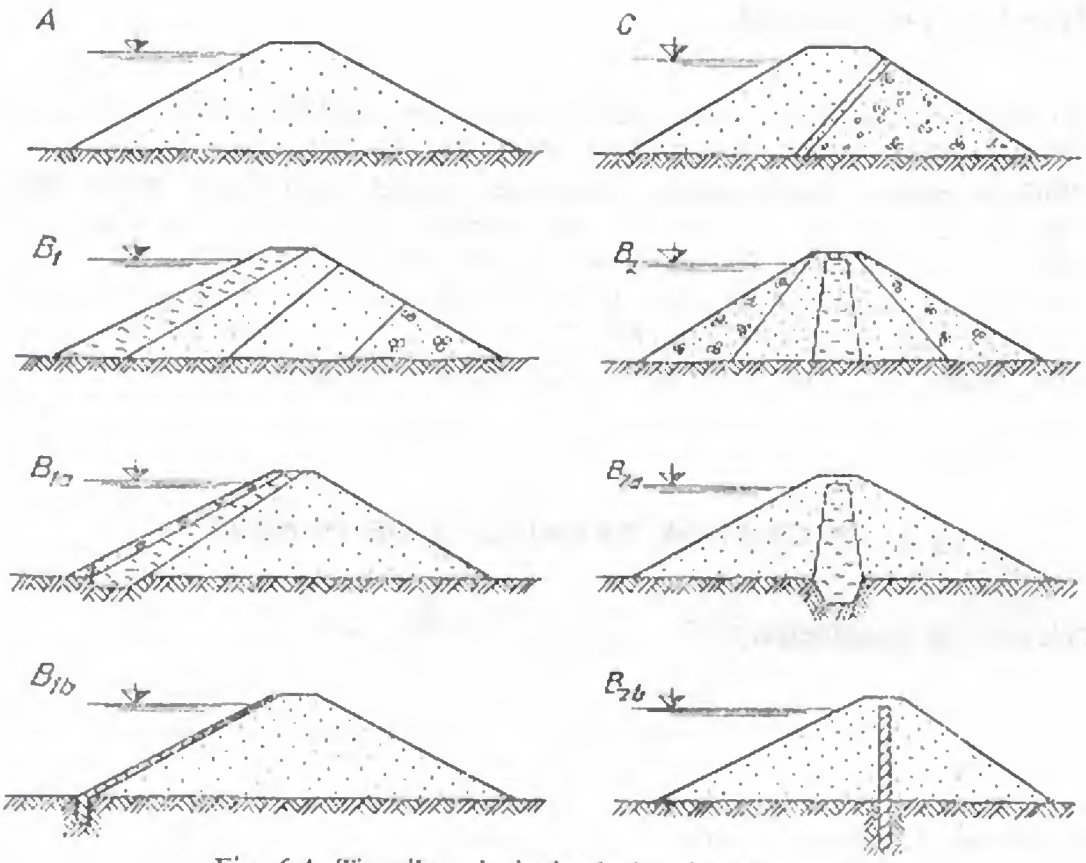


Fig. 6-4. Tipurile principale de baraje de pămînt:
A — omogen; *B* — neomogen; *C* — mixt, enrocamente și pămînt.

beton armat, lemn sau metal (fig. 6-4, B_{1b}), aplicate în cazurile cînd materialul de umplutură este foarte permeabil.

Barajele neomogene cu nucleu pot fi cu nucleu plastic din argilă, argilă nisipoasă (fig. 6-4, B_{2a}) sau cu diafragmă rigidă din beton, beton armat, metal, lemn (fig. 6-4, B_{2b}), aplicate în aceleași cazuri ca tipul anterior.

Atunci cînd materialul pentru construcția barajului este parțial pămînt și parțial piatră, barajul se numește de *tip mixt* (fig. 6-4, *C*) și este considerat baraj de pămînt sau de piatră funcție de materialul cu volumul cel mai mare.

În cazul terenurilor de fundație permeabile, tipurile de baraje menționate se completează cu elementul de racordare al corpului etanș al barajului cu stratul de bază etanș al fundației (fig. 6-5).

În cazul terenurilor de fundație stîncoase, elementul etanș al corpului barajului se racordează cu stînca printr-un pinten (pană) de beton sau argilă (fig. 6-5, *b*), executîndu-se, dacă este cazul și o perdea de etanșare prin cimentare, bitumare sau argilizare (fig. 6-5, *a*).

În cazul unui teren de fundație nestîncos și permeabil, barajul se racordează cu stratul impermeabil prin prelungirea elementului de etanșare din corpul barajului pînă la stratul impermeabil (fig. 6-5, *c*, *d*, *e*, *f*), dacă acesta se găsește la adîncime acceptabilă. În cazul cînd stratul impermeabil lipsește sau este la adîncime mare,

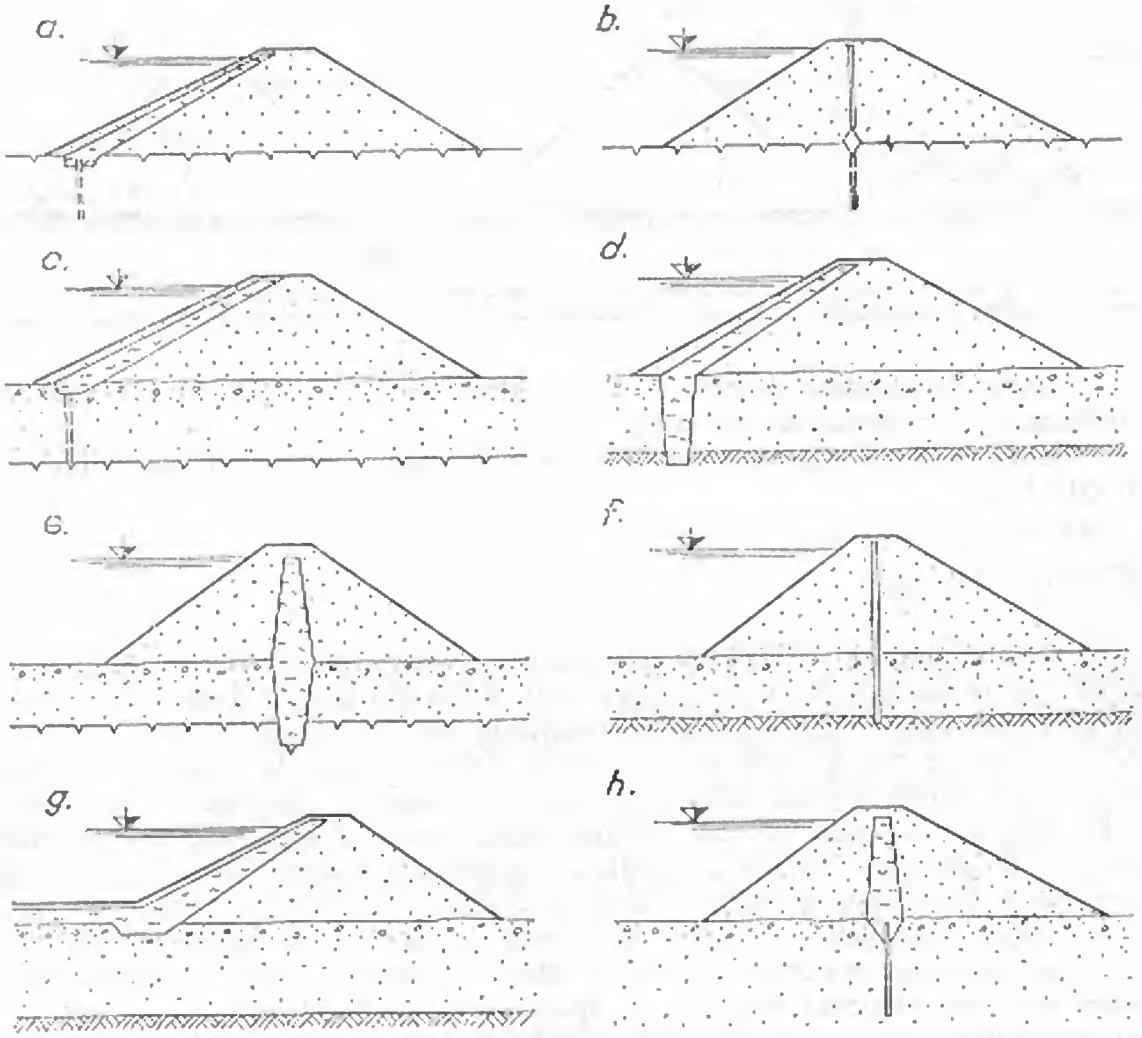


Fig. 6-5. Tipuri de racordare a etanșării barajului cu terenul impermeabil:
a — cu perdea de etanșare; *b* — cu piinten de beton sau argilă; *c, d, e, f* — cu prelungirea elementului de etanșare al barajului pînă la stratul impermeabil; *g* — cu anteradier de argilă; *h* — cu perete de palplanșe.

se lungește drumul de infiltrație al apei în fundație prin executarea unui anteradier (fig. 6-5, *g*) sau a unui perete de palplanșe (fig. 6-5, *h*).

Un alt element constructiv, caracteristic barajelor de pămînt , este reprezentat de dispozitivele de drenaj. Crearea drenurilor în corpul barajului — zone cu materiale de granulație mare și rezistență foarte mică la infiltrație (fig. 6-6) — are scopul de a atrage curentul de infiltrație, micșorînd zona saturată cu apă din corpul barajului și mărind astfel stabilitatea taluzurilor.

Funcție de existența sau absența drenurilor, barajele de pămînt se clasifică în *baraje drenate* și *baraje nedrenate.*

După modul de punere în operă al materialului de umplutură se deosebesc:

— *baraje cilindrate,* executate prin așternerea unor straturi de pămînt cu o anumită umiditate, care apoi se compactează prin cilindrare sau batere;

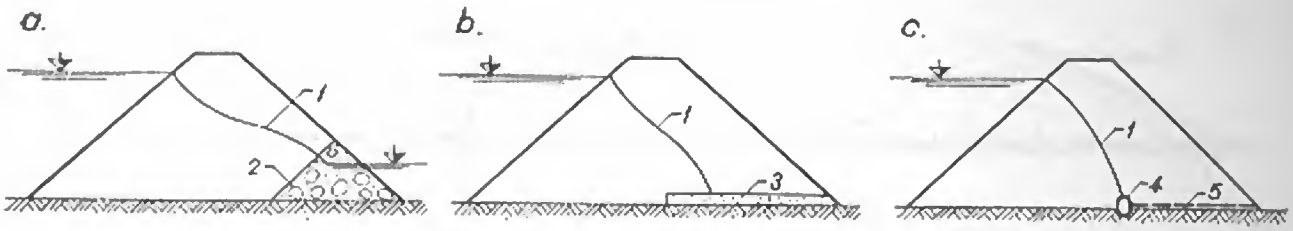


Fig. 6-6. Scheme de drenare a barajului:
a — cu prism de drenaj; *b* — cu saltea de drenaj; *c* — cu drenaj tubular; *1* — curbă de infiltrație; *2* — prism de bolovani; *3* — saltea de nisip și pietriș; *4* — galerie longitudinală cu barbacane; *5* — conducte transversale de evacuare.

— *baraje sedimentate hidraulic*, la care transportul și îndesarea materialului se realizează prin procedee hidraulice;

— *baraje mixte*, la care nucleul se execută prin sedimentare, iar părțile laterale prin cilindrare.

6. Condiții de lucru

Barajele de pămînt, la fel ca toate construcțiile de retenție, sînt supuse acțiunii apei care se infiltrează din amonte spre aval. Zona din corpul unui baraj supusă infiltrației este delimitată de curba de infiltrație sau depresiune, care își schimbă poziția funcție de nivelul apei din lac. Peste nivelul curbei de depresiune corpul barajului este supus acțiunii forțelor capilare și umidității naturale a pămîntului.

În zona de saturare cu apă pămîntul este supus la presiunea hidrostatică, precum și la acțiunea forțelor de infiltrație (presiunea hidrodinamică) care caută să antreneze particulele de pămînt spre aval (fenomenul de sufozie).

În timpul construcției barajelor de pămînt sau la coborîri bruște ale nivelului apei în lac, deoarece materialul cu rol de etanșare (argila, argila nisipoasă etc.) cedează greu apa existentă în porii săi, apare un excedent de presiune în apa din porii materialului de etanșare, cu efecte defavorabile asupra stabilității lucrării.

Taluzul amonte este supus acțiunii valurilor și acțiunii variației nivelului apei din lac, care tind să desprindă materialul de pe taluz. Taluzurile barajului și părțile sale exterioare sînt supuse acțiunii de îngheț-dezgheț.

Corpul barajelor de pămînt fiind format din materiale cu rezistență redusă la eroziune, orice deversare peste baraj poate duce la avarierea construcției. La fel apele de ploaie, pot provoca eroziuni ale taluzurilor.

7. Condiții de stabilitate

Un baraj de pămînt trebuie să îndeplinească următoarele condiții principale pentru a fi stabil [3]:

— să nu existe pericolul de deversare a apelor peste coronament;

— curba de depresiune să fie situată cît mai jos posibil și în interiorul paramentului aval;

— paramentul amonte să fie stabil la scăderea bruscă a nivelului în lac;

— pantele taluzurilor să fie stabile, cu un coeficient de siguranță satisfăcător în orice ipoteză;

— taluzurile amonte și aval să fie suficient de line, astfel ca eforturile provocate de umplutură în fundație să fie mai mici decît cele de care aceasta este capabilă, asigurîndu-se un coeficient de siguranță satisfăcător;

— să nu existe posibilitatea de trecere liberă a apei din amonte spre aval;

— să se asigure pe parcursul curentului de infiltrație viteze suficient de reduse pentru a nu se antrena materialul din care se compune barajul sau fundația lui;

— paramentul amonte să fie bine protejat împotriva acțiunii valurilor, iar cel aval împotriva acțiunii ploilor;

— presiunea apei din pori în timpul construcției barajului și la goliri bruște ale lacului să fie mai mică decît valorile care ar periclita stabilitatea lucrării.

8. Avariile barajelor de pămînt

O statistică recentă arată că principala cauză (50,5%) a avariilor barajelor din materiale locale este deversarea apelor peste coronament în timpul execuției sau în timpul exploatării, dacă evacuatorii de ape mari au fost insuficient dimensionați. În ordine, alte cauze de avarii sînt infiltrațiile prin corpul barajelor, sufoziile și afuierile (15,5%), alunecările taluzurilor și tasările mari care produc fisuri periculoase (13,5%), ca și infiltrațiile pe lîngă conductele ce traversează barajul (10%).

Din alte statistici rezultă că perioada cea mai periculoasă este primul an după construcție (29% din numărul total de avarii), respectiv primii 5 ani de la darea în exploatare, cu un procent de 53%. Aceste cifre confirmă faptul că, datorită consolidării, în timp se produce o îmbunătățire sensibilă a calității materialului din baraj. Se constată că după anul 1940 numărul avariilor la barajele de pămînt a scăzut simțitor.

§ 3. EXEMPLIFICĂRI

9. Barajul Göscheneralp

A fost construit în Elveția în perioada 1955—1962. Este un baraj de tip mixt, de pămînt și piatră (fig. 6-22, *b*), cu înălțimea maximă de 155 m și lungimea la coronament de 540 m. Volumul barajului este de 9,35 mil. m^3, iar volumul lacului de acumulare de 75 mil. m^3.

În partea centrală barajul este fundat pe stîncă alcătuită din granit. Spre extremitățile profilului transversal fundația este alcătuită din teren aluvionar, în zona amonte existînd și un strat de turbă.

Fundația s-a etanșat printr-un voal de injecții. Corpul barajului s-a etanșat printr-un nucleu de nisip fin și argilă, cu grosimea de 11 m la coronament și 44 m la bază. Compactarea nucleului s-a făcut cu compactoare pe pneuri, în straturi de 25 ... 35 cm grosime.

De ambele părți ale nucleului sînt prevăzute filtre. În aval, la nivelul fundației, s-a executat o saltea de drenaj, iar în amonte o saltea și puțuri de drenaj. Părțile laterale ale profilului sînt construite din anrocamente.

10. Barajul Mattmark

A fost construit în Elveția în perioada 1962—1966. Este de asemenea un baraj de tip mixt, de pământ și piatră (fig. 6-7), cu înălțimea maximă de 112 m și lungi-

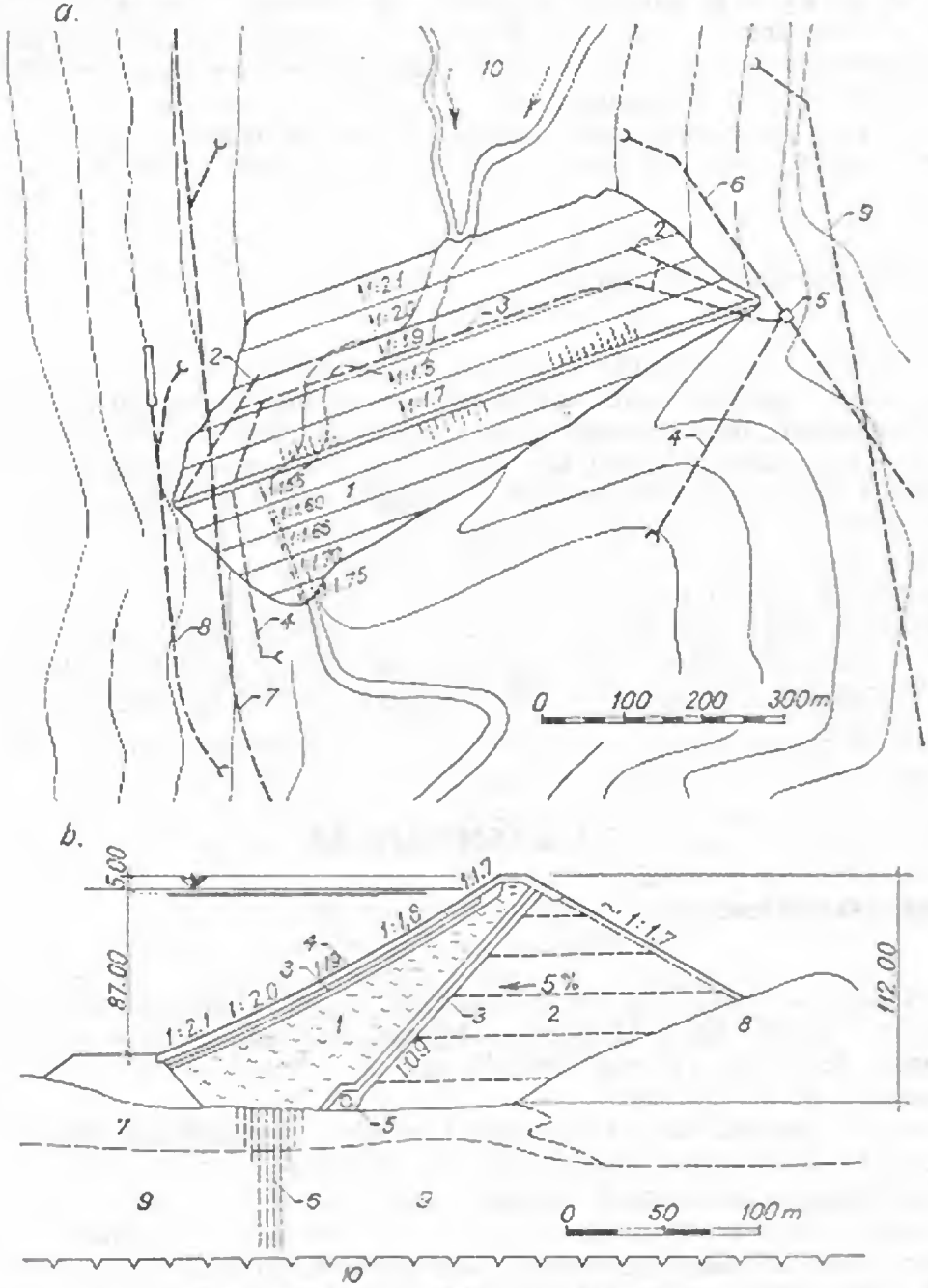


Fig. 6-7. Barajul Mattmark (Elveția):

a — plan de situație; *1* — corpul barajului; *2* — galerie de injecții; *3* — galerie de drenaj; *4* — galerie de acces; *5* — cană de vane; *6* — galerie de golire; *7* — golire de fund și galerie de deviere în timpul construcției; *8* — descărcător de ape mari; *9* — galerie de aducțiune; *10* — lac de acumulare; *b* — secțiune transversală; *1* — ecran amonte; *2* — material de morenă și saltele drenante; *3* — filtre inverse; *4* — blocuri de piatră; *5* — galerie de drenaj; *6* — voal de injecții; *7* — aluviuni; *8* — morenă recentă; *9* — morenă de fund; *10* — granit, gnais.

mea la coronament de 780 m. Volumul barajului este de 10 mil. m³, iar volumul util al lacului de acumulare de 100 mil. m³.

Barajul este fundat pe morene şi aluviuni glaciare. Stratul etanş din fundaţie este alcătuit din granit şi gnais. Fundaţia s-a etanşat printr-un voal de injecţii. Etanşarea barajului s-a realizat printr-un nucleu, situat în zona amonte a profilului. Nucleul este alcătuit din material de morenă cu dimensiunea maximă de 150 mm, pus în operă prin compactare, cu compactoare pe pneuri de 80 t.

Nucleul este încadrat de straturi filtrante de 40 cm grosime. De asemenea umplutura de piatră a barajului, alcătuită din piatră de morenă cu dimensiunea maximă de 800 mm, este străbătută de saltele drenante dispuse din 20 în 20 metri. Paramentul amonte este protejat de un strat de blocuri de piatră.

Ritmul mediu de umpluturi realizat pe zi a fost de 25 000 m³, cu o formaţie de lucru de 700 oameni în două schimburi.

11. Barajul Anderson — Ranch

A fost construit în S.U.A., în perioada 1941—1947. Este un baraj de pămînt (fig. 6-8), executat prin compactare şi hidromecanizare, cu înălţimea maximă de 105 m şi volumul de umpluturi de 6,7 mil.m³ [4].

Barajul este fundat pe granit şi pietriş de morenă. Etanşarea se realizează printr-un nucleu gros de argilă-nisip, prelungit pînă la roca de fundaţie impermeabilă. Conform notaţiilor din figura 6-8, zonele *1*, *2* au fost puse în operă prin compactare, iar zona *3* prin procedee hidraulice. În aval, în zona *4*, barajul are un strat de anrocamente şi o saltea filtrantă de 1,80 m grosime.

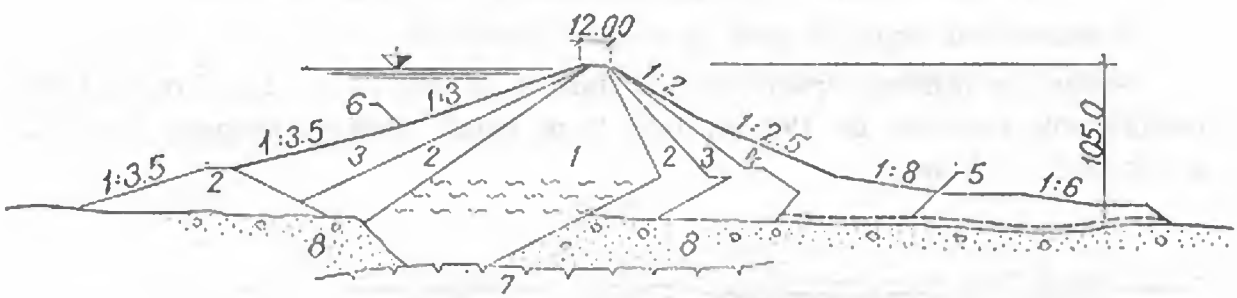


Fig. 6-8. Barajul Anderson-Ranch (S.U.A.):

1 — material impermeabil; *2* — material semipermeabil; *3* — material permeabil; *4* — anrocamente; *5* — filtre; *6* — protecţie de anrocamente; *7* — granit; *8* — aluviuni.

12. Barajul Serre-Ponçon

A fost construit în Franţa în scopul atenuării undelor de viitură şi pentru irigaţii (v. fig. 6-19). Are înălţimea maximă de 123 m şi lungimea la coronament de 600 m. Volumul barajului este de 14 mil.m³, iar volumul lacului de acumulare de 1200 mil.m³ [5].

Fundația barajului s-a etanșat prin injecții cu ciment și argilă. Forajele s-au executat din galerii de injecții construite special la ambele maluri. S-au forat în total 17 200 m, injectîndu-se 11 000 t ciment și 24 000 t argilă.

Etanșarea barajului s-a realizat dintr-un nucleu de argilă, dispus în zona centrală. Prismele amonte și aval s-au executat din amestec de nisip și pietriș. Compactarea s-a efectuat cu compactoare pneumatice de 40 t (4 treceri) și de 60 t (8 treceri), în straturi de 60 cm grosime.

13. Barajul Mingheceaur

A fost construit în U.R.S.S. pe rîul Kura-Azerbaidjan în perioada 1952—1955 (fig. 6-9). El asigură folosințe multiple: hidroenergetice, de irigații, de navigație, pentru atenuarea undelor de viitură. A avut la început o înălțime maximă de 74 m și a fost supraînălțat ulterior la 80 m.

Barajul este fundat pe argilă alternantă cu gresie. Materialul pentru umpluturile din corpul barajului s-a extras dintr-o balastieră de nisip-pietriș, situată la 5 km în aval de amplasament. Umpluturile s-au executat prin sedimentare hidraulică. În acest scop s-au făcut în prealabil încercări pe o pistă experimentală de 160×30 m.

Prin procesul de sedimentare s-au obținut următoarele zone, prevăzute în proiect și confirmate în practică (γ_d — greutatea volumetrică în stare uscată):

— prisma exterioară din pietriș și nisip $\gamma_d = 1{,}90 \ldots 2{,}00$ t/m³;

— prisma intermediară din nisip și pietriș $\gamma_d = 1{,}66 \ldots 1{,}74$ t/m³;

— nucleu din argilă și praf $\gamma_d = 1{,}50 \ldots 1{,}66$ t/m³.

Debitul de infiltrație prin baraj, evaluat în proiect la 600 l/s, a rezultat din măsurătorile efectuate de 190 l/s (0,13 l/s.m baraj). Tasarea corpului barajului a fost de 5 ... 25 cm.

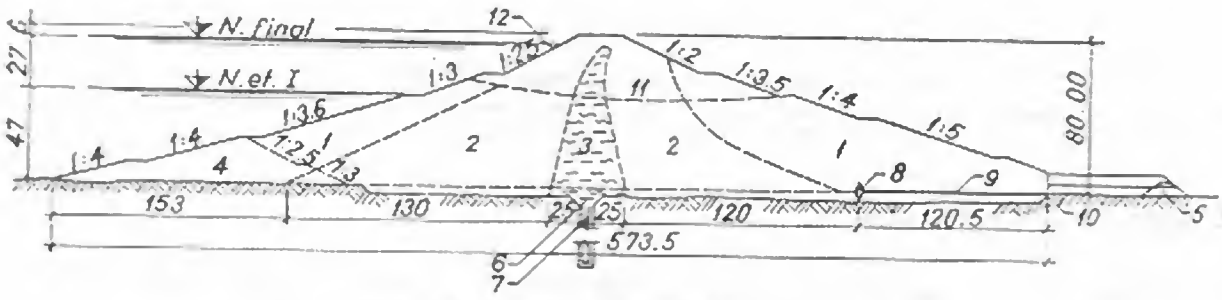


Fig. 6-9. Barajul Mingheceaur (U.R.S.S.):

1 — prisme exterioare; *2* — prisme intermediare; *3* — simbure; *4* — batardou amonte; *5* — batardou aval; *6* — piuten argilos; *7* — perdea de etanșare; *8* — drenaj; *9* — conducte de evacuare; *10* — puț de control; *11* — limita umpluturii în prima etapă; *12* — plăci de beton.

14. Barajul Belci

Barajul s-a construit în perioada 1957—1960 pentru crearea unei acumulări de apă pe rîul Tazlău, în vederea compensării debitelor (fig. 6-10).

Este un baraj executat prin compactare, cu nucleu central de argilă prelungit pînă la roca de bază. Are înălţimea maximă de 14 m şi lungimea la coronament de 371 m. Volumul de umpluturi este de 220 000 m^3, iar volumul lacului de acumulare de 12 mil.m^3.

Nucleul de argilă al barajului este fundat pe roca de bază, alcătuită din marne cu caracter slab argilos şi gresii. Prismele de rezistenţă ale barajului sînt fundate direct pe stratul aluvionar, cu grosimea de 2 ... 4 m, care acoperă roca de bază.

Nucleul de etanşare s-a realizat din lehm (lut) extras din terasa inferioară a riului cu ocazia săpăturilor din amplasament, avînd $k = 1{,}82 \cdot 10^{-6}$ cm/s şi $w = 11 \ldots 18\%$ (k — coeficient de permeabilitate, w — umiditate). Compactarea s-a făcut în straturi de 25 cm, în cazul compactării mecanice cu tăvălug picior de oaie de 17 t şi în straturi de 10 cm, în cazul compactării manuale. Greutatea volumetrică uscată a argilei după compactare a variat în limitele 1,55 ... 1,92 t/m^3.

De o parte şi de alta a nucleului de argilă s-au executat umpluturi din balast nisipos şi din material aluvionar. Materialul s-a extras dintr-o balastieră situată în albia majoră în amonte de baraj. Avînd în vedere granulozitatea favorabilă a materialului din balastieră (curbă continuă pînă în zona particulelor fine) s-a renunţat la soluţia clasică cu filtre inverse de o parte şi de alta a nucleului de lehm. Pentru balast s-a realizat o compactare foarte bună ($\gamma_d = 2{,}19$ t/m^3), peste prevederile din proiect.

Taluzurile sînt protejate cu plăci de beton de $4 \times 4 \times 0{,}20$ m la paramentul amonte şi cu brazde de iarbă la paramentul aval.

La piciorul amonte s-a executat un pinten de beton pentru racordarea pereului din plăci de beton cu terenul, iar la piciorul aval un prism drenant din bolovani de riu.

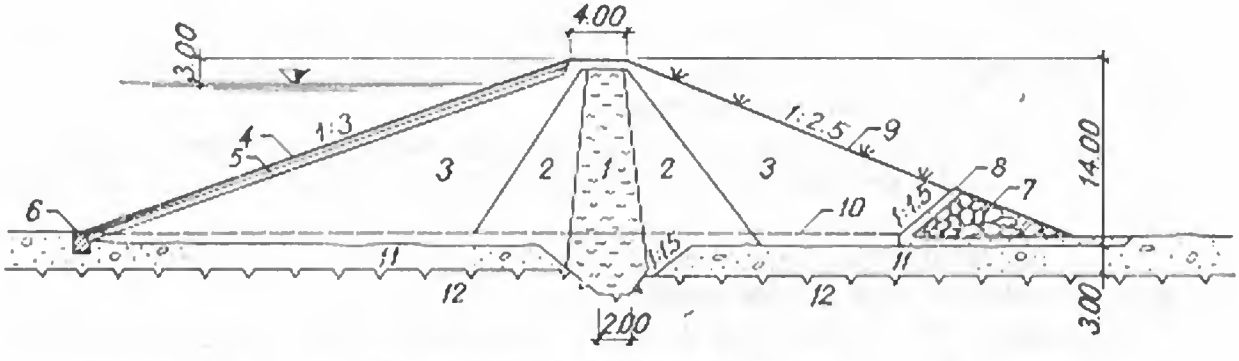


Fig. 6-10. Barajul Belci:

1 — nucleu de argilă; *2* — balast nisipos; *3* — material aluvionar; *4* — pereu din plăci de beton armat; *5* — două straturi filtrante; *6* — pinten de beton; *7* — prism de drenaj; *8* — filtru invers; *9* — brazde de iarbă, *10* — teren iniţial; *11* — aluviuni; *12* — marne argiloase.

15. Barajul Rovinari

Acest baraj creează un lac de acumulare care servește la regularizarea debitelor și la atenuarea undelor de viitură ale rîului Jiu, ferind de inundații o zonă de circa 1 800 ha. Este alcătuit dintr-un nucleu de argilă și prisme exterioare de balast, executate prin compactare. Fundația este etanșată printr-un ecran de gelbeton (fig. 6-11). Înălțimea maximă este de 14 m în etapa întîi, urmînd a fi supraînălțat la 21 m în etapa a doua. Lungimea totală la coronament este de 6,5 km. Volumul de umpluturi este de 2 mil.m^3, iar volumul lacului de acumulare de 105 mil.m^3 în etapa întîi.

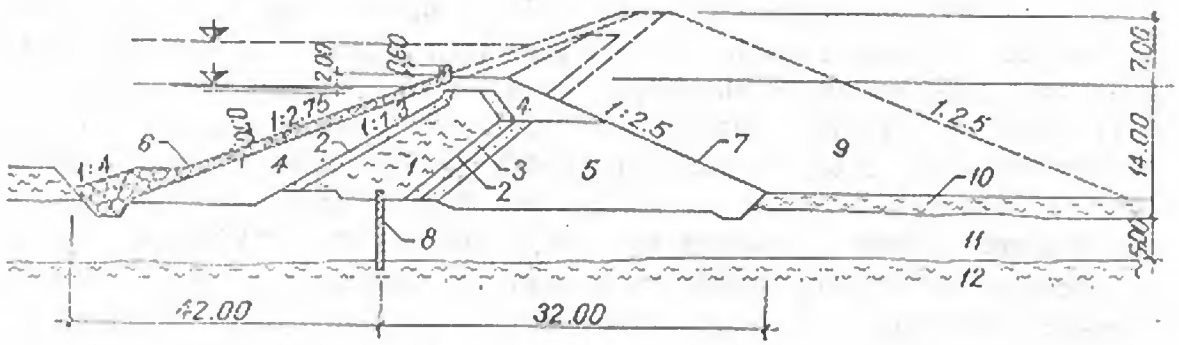


Fig. 6-11. Barajul Rovinari:

1 — nucleu de argilă; *2* — filtru de nisip; *3* — filtru de balast; *4* — prism de balast; *5* — prism de steril; *6* — perou din anrocamente; *7* — înierbare; *8* — ecran din gelbeton; *9* — supraînălțare prevăzută la etapa a doua; *10* — argilă prăfoasă; *11* — balast nisipos; *12* — marnă argiloasă.

Protecția paramentelor s-a asigurat cu anrocamente, în grosime de 75 cm, la taluzul amonte și prin înierbare, la taluzul aval. Pentru descărcarea apelor mari s-a construit un stăvilar de beton cu trei deschideri de 9 m.

16. Baraje pe Bistrița-aval și Argeș-aval

Pentru crearea lacurilor de compensare orară ale acestor amenajări au fost realizate numeroase baraje de pămînt cu înălțimi de 10 ... 15 m. Fiecare din aceste baraje, pe lîngă partea de pămînt, cuprinde și un stăvilar de beton, echipat cu stavile, pentru descărcarea apelor mari.

Aceste baraje au în general corpul executat din balast compactat, iar etanșarea cu ecran din plăci de beton armat de 4×5×0,20 m (fig. 6-12), sau cu nucleu de argilă (fig. 6-12, *b*, *c*, *d*).

Soluțiile pentru etanșarea fundației s-au ales funcție de adîncimea la care se găsește stratul de rocă impermeabilă:

— pentru adîncimi ale rocii de 3 ... 7 m sub cota terenului, se aplică soluția cu pinten de argilă (fig. 6-12, *b*) sau cu tranșee de gelbeton (fig. 6-12, *a*, *c*);

— pentru adîncimi mai mari, de 10 ... 20 m, s-au aplicat cu succes pereți continui de beton, executați cu utilaje speciale; în figura 6-12, *d*, se prezintă o etanșare

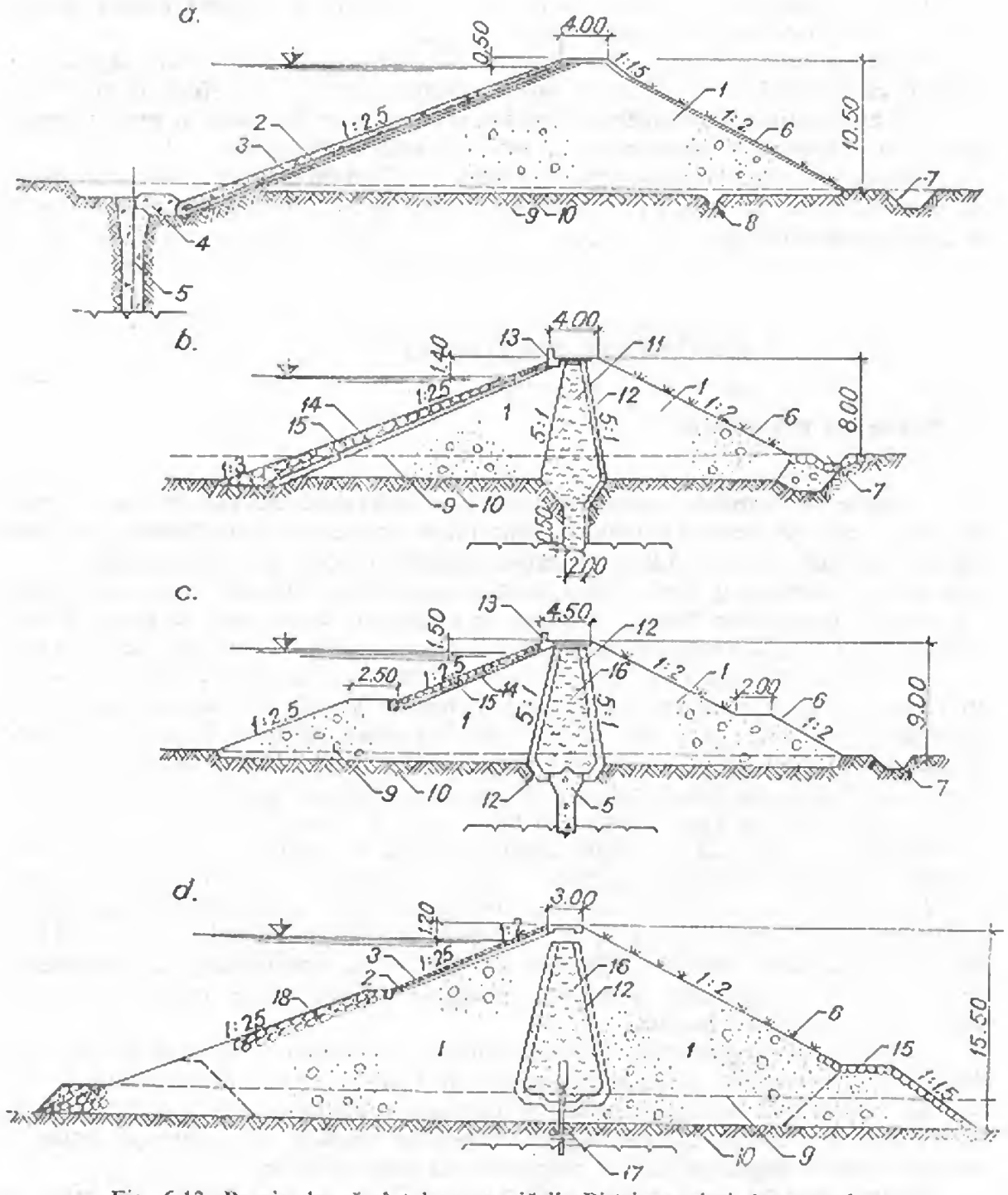


Fig. 6-12. Baraje de pămînt la amenajările Bistriţa-aval şi Argeş-aval:

a — Cerbureni (Argeş); *b* — Pingăraţi (Bistriţa); *c* — Oieşti (Argeş); *d* — Vaduri (Bistriţa); *1* — balast; *2* — strat de nisip; *3* — plăci de beton; *4* — pinten de beton; *5* — tranşee de gelbeton; *6* — înierbare; *7* — rigolă; *8* — drenaj; *9* — linia terenului natural; *10* — linia de fundare; *11* — nucleu şi pinten de argilă; *12* — filtru de nisip; *13* — grindă sparge val; *14* — strat de pietriş; *15* — perеu de bolovani; *16* — nucleu de argilă; *17* — palplanşe Larsen; *18* — bolovani aşezaţi.

cu palplanșe metalice, executată în curent liber de apă la barajul *Vaduri* (soluția dă bune rezultate dar este costisitoare).

Protecția paramentului amonte (în cazul etanșării cu nucleu de argilă) s-a realizat cu pereu din bolovani sau anrocamente, așezat pe un strat de pietriș de 10 ... 15 cm grosime. Paramentul aval s-a protejat prin înierbare și prin drenarea apelor de șiroire spre rigolele de la piciorul aval al barajului.

Compactarea materialelor puse în operă s-a făcut cu cilindri compactori picior de oaie, numărul de treceri pe același strat fiind de 8 ... 10 în cazul argilelor și de 4 ... 6 pentru aluviuni.

§ 4. CONDIȚII NATURALE

17. Surse de materiale

Barajele de pămînt necesită cantități considerabile de pămînt ca material de construcție. De aceea existența pămîntului de construcție la o distanță rațională (în țara noastră circa 2 ... 3 km) de locul de punere în operă și la o cotă convenabilă sînt cei mai importanți factori care decid alegerea unei variante de pămînt. În țări cu grad de mecanizare ridicat, distanța de transport poate crește la peste 10 km. Astfel, în S.U.A., la barajul *Oroville* ($H = 224$ m), balastul a fost adus de la 14 km.

Cercetări preliminare de teren trebuie să precizeze cantitatea, natura și repartiția pămînturilor din cariere și balastiere. Cercetări speciale de laborator precizează calitatea materialului care urmează să intre în corpul barajului. Studii insuficiente și aprecieri eronate duc la modificări de soluții și la stagnări în execuție. Din cauza suprafețelor mari ale balastierelor și eterogenității depunerilor din ele, chiar atunci cînd au fost studiate aprofundat, mai apar surprize. Astfel, la barajul *Marmorera* din Elveția s-a constatat în timpul construcției, că din materialul prevăzut pentru execuția sîmburelui lipsește circa 20%, ceea ce a condus la modificarea proiectului.

La evaluarea cantității de material trebuie să se ia în considerație și disponibilul provenit din excavațiile care se fac pentru celelalte lucrări ale unei amenajări. Se poate cita cazul barajului *Garrison* din S.U.A. la care volumul de umplutură de 57 mil. m^3 s-a executat aproape în întregime cu materialele rezultate din excavațiile de la celelalte lucrări.

Cunoașterea proprietăților fizico-mecanice ale pămîntului servește la stabilirea distribuției materialului în corpul barajului, în vederea realizării etanșeității și stabilității sale. După natura materialelor necesare (pămînturi pentru zonele etanșe, aluviuni pentru filtrele inverse, materiale pentru prismele de rezistență) balastierele (carierele) respective pot fi amplasate în zone diferite.

Pentru execuția acestor baraje sînt utilizabile toate pămînturile, cu excepția celor cu conținut de materii organice mai mare de 3 ... 6%. Uneori și aceste procente sînt depășite; sîmburele barajului *Agostitlan* din Mexic a fost executat din nămoluri cu 17,5% corpuri organice.

Pămînturile nisipoase fine cu compoziție uniformă, argilele foarte umede și plastice, trebuie evitate. Punerea în operă și asigurarea stabilității unui baraj realizat din asemenea pămînturi este dificilă.

18. Condiţii geologice

Barajele de pămînt se pot construi practic pe orice teren de fundaţie. Totuşi, economicitatea este influenţată în mare măsură de calitatea terenului de fundaţie, ca şi de costul lucrărilor necesare pentru îmbunătăţirea proprietăţilor sale. Terenurile de fundaţie slabe şi măsurile de consolidare insuficiente au fost cauza prăbuşirii unui număr mare de baraje de pămînt.

În cazul fundaţiilor stîncoase, profilele barajelor nu depind decît de natura pămînturilor de umplutură. O atenţie deosebită se acordă stării de fisuraţie a rocilor şi posibilităţii de etanşare a acestora prin injecţii.

Cele mai multe văi au deasupra rocii de bază impermeabile un strat cu grosime variabilă de aluviuni sau de rocă degradată, permeabil [6]. Dacă adîncimea la care se găseşte stratul impermeabil este mică, etanşarea fundaţiei se execută prin excavarea stratului permeabil şi înlocuirea lui cu material impermeabil, iar dacă adîncimea este mare, etanşarea se realizează printr-un voal injectat sau printr-un perete continuu. Uneori roca impermeabilă se găseşte la adîncime foarte mare. La barajul *Bever* roca de bază s-a găsit la 70 m adîncime, iar la barajul *Serre-Ponçon* la 110 m adîncime, necesitînd soluţii speciale.

În acelaşi mod se tratează accidentele tectonice şi morfologice. Deşi acestea nu afectează posibilităţile de realizare ale unui baraj de pămînt, ele influenţează soluţia constructivă. De exemplu, barajul *Oros* din Brazilia ($H = 54$ m) a fost puternic curbat în plan pentru a se evita o zonă erodată din aval, umplută cu aluviuni permeabile (fig. 6-13).

Ca urmare a tasărilor mari şi a refulărilor, terenurile de fundaţie impermeabile plastice sau moi, care se consolidează greu, pot provoca prăbuşirea masivului de pămînt. Din această cauză barajul trebuie executat cu taluzuri line, iar înălţarea lui să fie după un plan calendaristic care să permită consolidarea fundaţiei.

Pentru lucrări importante şi în cazuri mai complicate, studiile geologice de teren capătă o amploare foarte mare. În figura 6-14 se arată dispoziţia lucrărilor de cercetare geologică pentru barajul *Serre-Ponçon*. La această lucrare s-au executat mai mult de 12 000 m de foraje, puţuri şi galerii, pentru a se determina conturul fundului rîului, natura umpluturii aluvionare şi starea calcarelor care formează roca de bază.

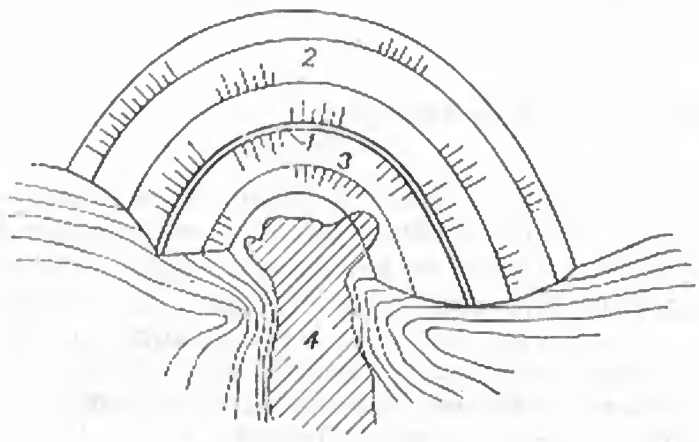


Fig. 6-13. Barajul Oros (Brazilia) — vedere în plan:

1 — coronament; *2* — parament amonte; *3* — parament aval; *4* — zonă de eroziune umplută cu material permeabil.

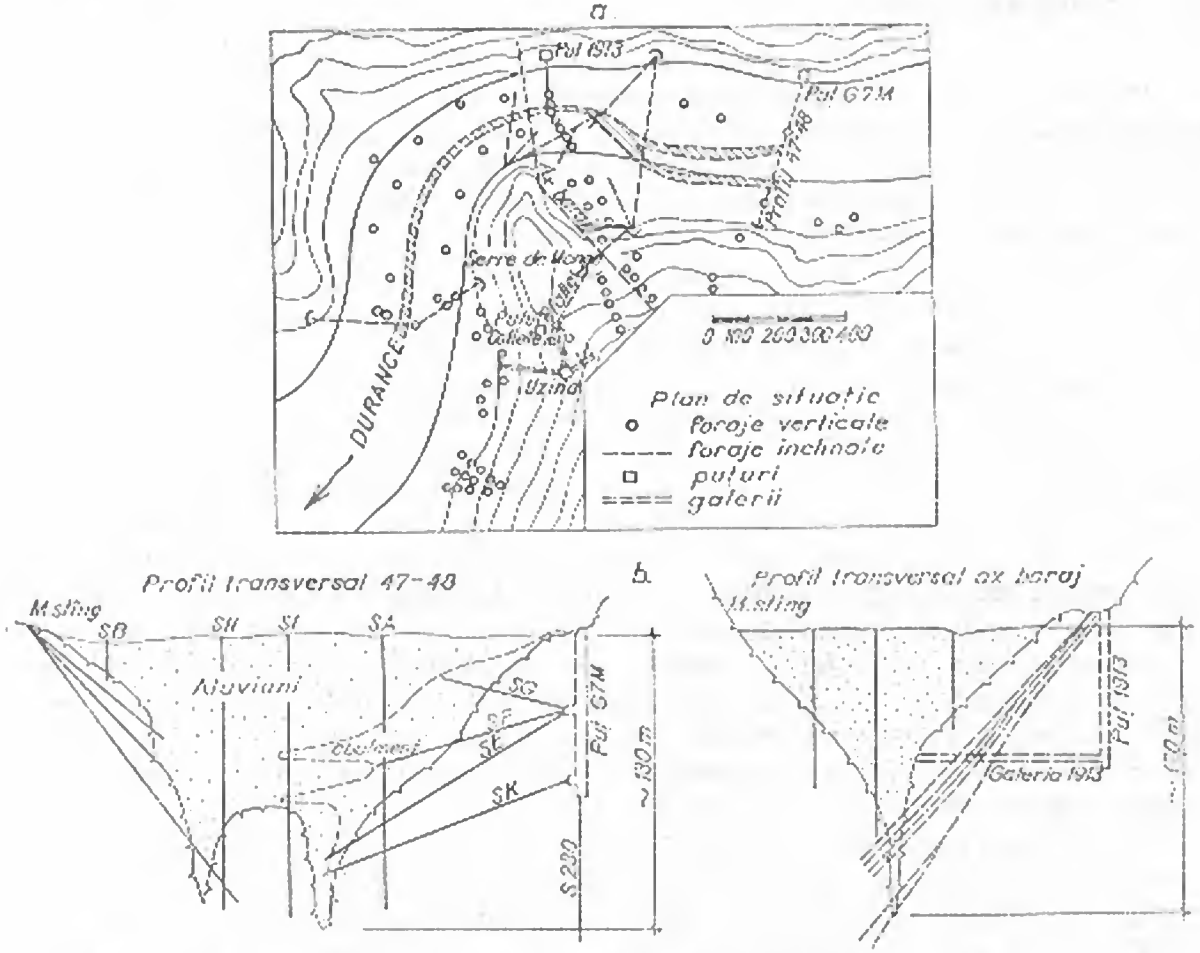


Fig. 6-14. Lucrări de cercetare geologică la barajul Serre-Ponçon:
a — plan de situație; *b* — profile transversale.

Analiza condițiilor geologice trebuie întotdeauna extinsă în jurul amplasamentului barajului și în zona lacului. Accidentele grave petrecute în anul 1963 prin surparea versantului stîng în lacul creat de barajul *Vajont* sau, în 1965, prin ruperea unui ghețar din apropierea barajului *Mattmark*, demonstrează cu prisosință acest lucru.

19. Condiții morfologice

Corpul unui baraj de pămînt se adaptează la orice formă de vale, însă soluțiile pentru descărcătorii de ape mari și golirile de fund depind în mare măsură de relieful ei. Uneori un amplasament optim pentru corpul barajului poate fi schimbat cu altul care prezintă o dispoziție de ansamblu mai bună.

Forma și deschiderea văii influențează de asemenea soluția de deviere a apelor în timpul construcției și indirect, execuția barajului. În amplasamente cu văi strîmte, devierea apelor prin secțiunea albiei nu este posibilă și atunci debitul de construcție este evacuat prin galerii laterale. Aceste lucrări scumpesc construcția.

La barajul *Belci* de pe Tazlău, soluția inițială, în care barajul de pămînt se întindea pe toată lățimea văii, s-a modificat prin introducerea unui stăvilar de beton, tocmai din cauza dificultăților de deviere a apelor și de execuție a unui deversor de suprafață înscris pe mal.

În privința formei în plan a barajelor de pămînt se recomandă o ușoară curbură concavă spre aval, pentru a se limita pericolul apariției fisurilor pe paramentul aval. Razele variază între 400 și 1000 m. La barajul *Oros* (fig. 6-13), unde au existat și motive de ocolire a zonei de eroziune, raza este de 160 m. În situații speciale, ca în cazul barajului *Serre-Ponçon*, curbura a fost orientată în sens invers (cu concavitatea spre amonte), comportarea barajului în exploatare fiind și în acest caz bună.

20. Condiții climatice

Regimul precipitațiilor atmosferice, iernile grele și arșița, influențează într-o oarecare măsură alegerea tipului de baraj și modul de execuție al acestuia. În regiunile cu ierni grele sînt de preferat materialele necoezive pentru umplutură și ecranele rigide, evitîndu-se folosirea argilei. Pe această cale se asigură o oarecare continuitate în execuție, nefiind necesare opriri de lungă durată. Aceleași materiale se folosesc și în regiunile cu precipitații dese, deoarece compactarea este puternic influențată de umiditatea materialului de compactat.

Condițiile climatice din U.R.S.S. au făcut să se dezvolte foarte mult metoda de execuție prin hidromecanizare. Aceasta este mai puțin influențată de condițiile climatice decît metoda prin compactare.

§ 5. TRATAREA TERENULUI DE FUNDAȚIE

21. Generalități

Dacă studiile asupra terenului de fundație indică existența unor straturi mai slabe, se analizează următoarele posibilități de remediere:

— îndepărtarea stratului necorespunzător; soluția este aplicabilă atunci cînd stratul este subțire și situat către suprafața terenului;

— micșorarea pantei taluzurilor barajului; în acest caz, cu toate că înălțimea barajului rămîne aceeași, datorită extinderii suprafeței de fundație se realizează o repartizare mai uniformă a sarcinii verticale ca și o reducere a eforturilor. Această soluție duce însă la o creștere importantă a volumului de umplutură;

— tratarea fundației, care în principal constă în modificarea umidității și densității pămîntului spre a i se reduce compresibilitatea și a i se mări rezistența la tăiere;

— micșorarea ritmului de construcție și introducerea unor întreruperi în timpul execuției, pentru ca pe această cale terenul de fundație să se poată consolida.

22. Tratarea terenurilor nisipoase

Pentru mărirea gradului de îndesare al nisipurilor afînate cel mai bun mijloc este vibrarea. Vibratoarele se aleg în funcție de elementele geometrice și geotehnice ale stratului ce urmează a fi îndesat (foarte utilizate sînt vibratoarele tip *Keller*).

În S.U.A. se folosește un dispozitiv de vibrare în adîncime, concomitent cu injecții de apă în nisip, obținîndu-se astfel o compactare și mai eficientă.

În cazul terenurilor foarte poroase folosirea unor explozii dirijate în stratul de compactat, dă rezultate bune. De exemplu, pe un șantier din S.U.A., pentru compactarea unui strat de nisip foarte poros, de 5 ... 10 m grosime, s-au utilizat explozii cu încărcături de 5 kg exploziv cu 60% dinamită, plasate la 5 m adîncime. Indicele de goluri al nisipului a fost redus de la 1 la 0,75.

23. Tratarea terenurilor argiloase

Dacă terenul de consolidat se găsește sub nivelul pînzei freatice, presiunea exterioară este preluată de apa din porii materialului, care nu poate fi expulzată din cauza permeabilității reduse; compactarea nu mai are loc decît pe măsura evacuării apei din pori. Principala problemă în acest caz constă în găsirea unei soluții pentru drenarea apei.

Drenurile sau puțurile filtrante se amplasează în aval de baraj sau pe toată suprafața de fundație. Între corpul barajului și fundația argiloasă se așază un covor drenant care dirijează apa colectată spre aval.

Cînd argila de fundație este foarte puțin permeabilă, evacuarea apei din pori poate fi accelerată prin pompare.

În figura 6-15 se arată modul de drenare a fundației barajului *Stock* din Anglia. În acest caz fundația barajului este constituită din argile roșii nisipoase, de 2,4 m grosime, așezate pe un strat de 1,5 m grosime, din argile cenușii moi și nămol. Straturile de argile nisipoase s-au consolidat imediat sub sarcină; nămolul s-a consolidat mult mai greu, iar argilele cenușii într-un timp și mai îndelungat.

Întreaga suprafață de fundație s-a drenat cu drenuri verticale de 12,8 cm diametru, amplasate la distanțe de 3 m transversal și 16,3 m longitudinal față de axul

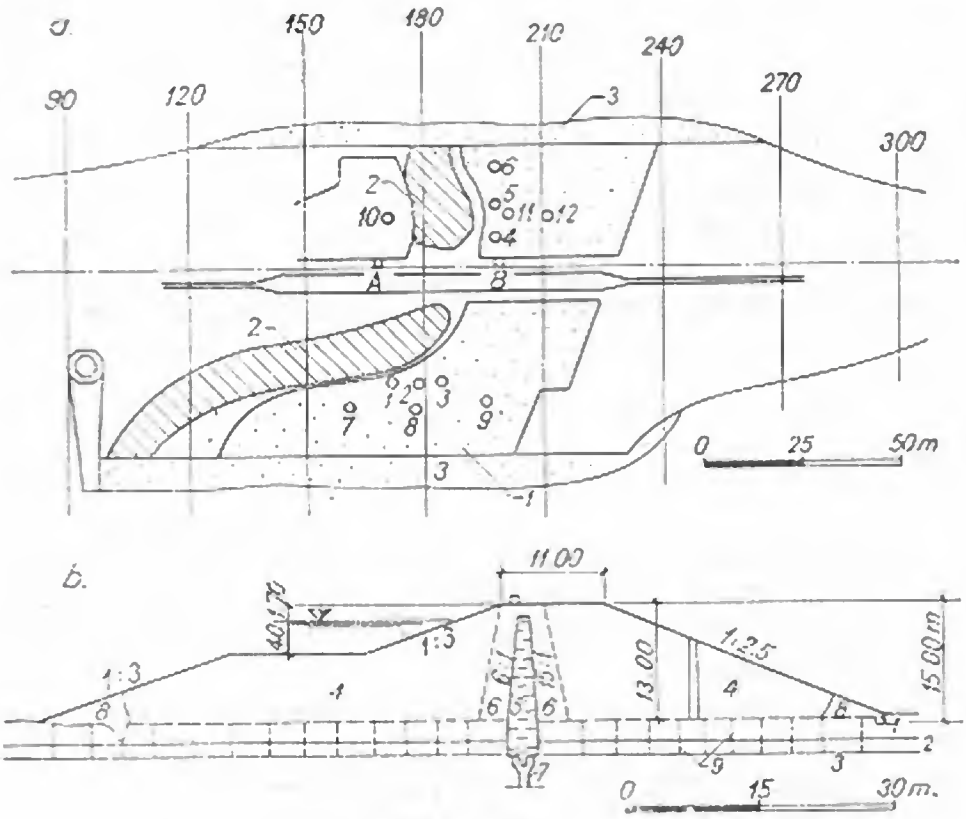


Fig. 6-15. Barajul Stock:

a — amplasarea drenurilor de nisip; *1* — suprafață drenată; *2* — albia rîului umplută cu piatră; *3* — prisme de piatră; *1, 2 ... 12* — aparate de măsură; *b* — profil transversal; *1* — rigolă de colectare; *2* — strat drenant; *3* — suprafață de fundație; *4* — prisme laterale; *5* — nucleu; *6* — zone de tranziție; *7* — etanșare fundație; *8* — prisme de piatră; *9* — drenuri verticale de nisip.

barajului. Întreaga suprafață a fost acoperită cu un strat drenant de 22,8 cm grosime, care comunicînd cu puțurile de drenaj și cu prisma aval, asigură evacuarea apei din fundație.

§ 6. ETANȘAREA TERENULUI DE FUNDAȚIE

24. Generalități

În cazul în care fundația unui baraj de pămînt este constituită din materiale permeabile, se impun măsuri speciale de etanșare a acestora. Se cunosc baraje de pămînt fundate pe terenuri foarte permeabile, nisipuri afinate cu coeficient de permeabilitate $k = 10^{-1}$ cm/s și cu porozitatea $n = 50\%$, care prin luarea unor măsuri de etanșare a fundației, se comportă bine în exploatare.

Acțiunea de antrenare a materialului din terenul de fundație se combate prin:
— executarea unui strat filtrant în aval și sub corpul barajului;
— executarea unor puțuri filtrante în aval de baraj;
— etanșarea fundației.

Deoarece primele două măsuri evită numai antrenarea materialului, dar mărește debitul infiltrat, de obicei se adoptă ultima soluție, iar primele două se folosesc ca măsuri suplimentare de siguranță. Soluțiile de ansamblu privind etanșarea terenului de fundație diferă funcție de condițiile locale, specifice fiecărui amplasament.

25. Radiere amonte

Cînd stratul impermeabil se găsește la adîncime mare, reducerea infiltrațiilor se poate realiza prin prevederea în amonte a unui radier (covor) etanș. Radierul se execută din același material ca elementul de etanșare al corpului barajului, cu care acesta face corp comun.

La barajele executate în zone premontane și de cîmpie există posibilitatea folosirii straturilor superficiale, de obicei mult mai puțin permeabile decît terasa aluvionară situată dedesubt. Astfel, la barajul *Pîngărați* pe Bistrița, în zona terasei aluvionare a albiei, etanșarea s-a rezolvat prin completarea stratului superficial de lehm existent (cu grosimea de 1 ... 3 m și $k = 10^{-4}$ ... 10^{-5} cm/s). Soluția, care a costat de 20 de ori mai puțin decît etanșarea cu ecran de injecții prevăzută inițial a dat bune rezultate în exploatare [7].

Efectul de reducere a infiltrațiilor se realizează prin lungirea drumului pe care apa îl are de parcurs. Lungimea necesară a radierului se poate deduce prin calcul, punînd condiția ca la ieșire viteza apei de infiltrație să fie inferioară vitezei critice de antrenare a particulelor, sau ca debitul specific de infiltrație să fie limitat. Pentru siguranță, se recomandă o lungime a firului de curent de infiltrație de minimum 10 H, unde H este înălțimea retenției. După unii autori [2] lungimea rațională a radierului este de 6 ... 8 ori înălțimea retenției. Grosimea radierului depinde de presiunea apei și de natura terenului. O formulă pentru calculul grosimii radierului este următoarea:

$$d = 0{,}60 \div \frac{l}{100}, \qquad (1)$$

unde l este lungimea în metri a radierului din lac. În mod curent grosimea radierului variază de la 0,60 la 3,00 m.

Realizarea radierului este dificilă în văile neregulate, cu multe rădăcini de arbori și în special acolo unde versanții prezintă zone cu roci alterate. De aceea, nu se poate conta pe o reducere completă a infiltrațiilor și ca urmare se iau măsuri de drenare a suprafeței de contact a barajului cu fundația.

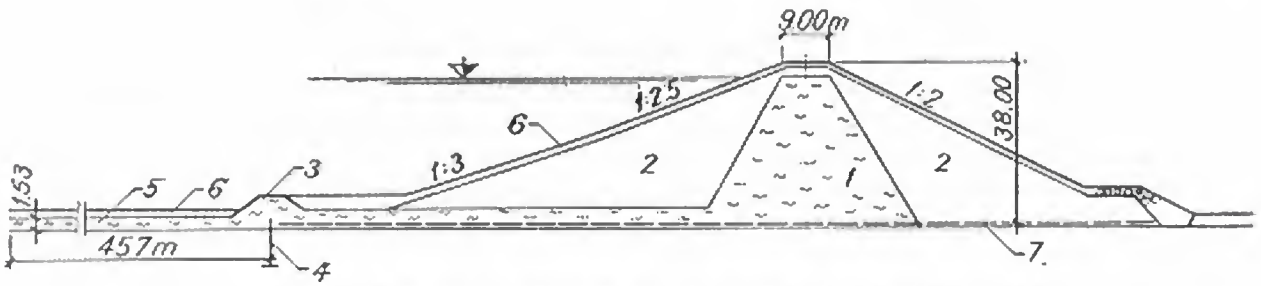


Fig. 6-16. Etanşare cu anteradier de argilă la barajul John Martin:
1 — nucleu de argilă; *2* — material permeabil; *3* — batardou amonte; *4* — palplanşe; *5* — anteradier de argilă; *6* — anrocamente de protecţie; *7* — drenaj.

În figura 6-16 se arată modul de realizare a unui asemenea radier, care pentru siguranţă a fost completat cu palplanşe, bătute pînă la stratul impermeabil [8].

26. Ecrane executate în tranşee

Cînd stratul impermeabil este situat la o adîncime pînă la 15...30 m o soluţie sigură de etanşare se realizează prin executarea unei tranşee pînă la acest strat, care apoi este umplută cu material etanş (beton, argilă).

Alegerea materialului de etanşare depinde de natura stratului de bază şi de economicitatea soluţiei. Pintenii sau ecranele de beton şi beton armat se execută pe roci sănătoase. Întotdeauna, la alegerea unei astfel de soluţii trebuie luat în considerare pericolul tasărilor inegale ale fundaţiei pintenului, care pot produce fisurarea acestuia.

La baraje mai vechi se întîlnesc asemenea pinteni executaţi la adîncimi foarte mari. În figura 6-17 se prezintă barajul *Yarow* din Anglia la care pintenul de argilă are 29 m adîncime.

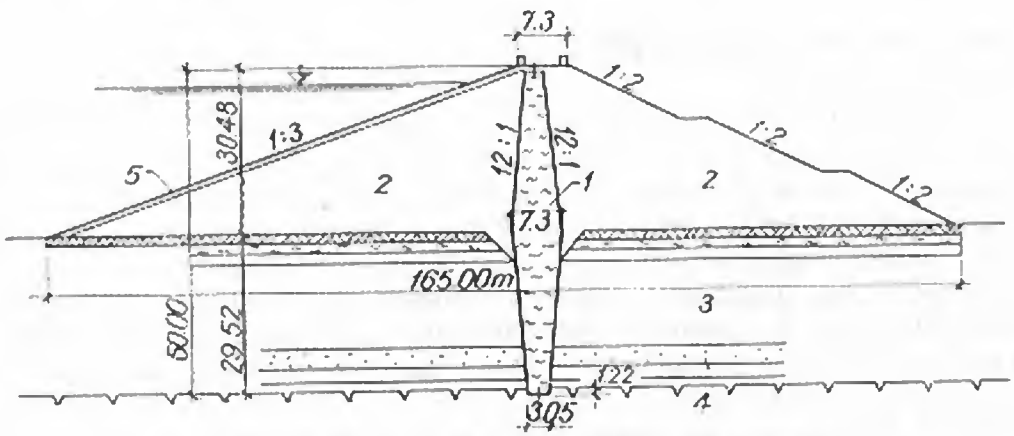


Fig. 6-17. Etanşare cu pinten de argilă la barajul Yarow:
1 — nucleu şi pinten de argilă; *2* — material aluvionar; *3* — zone diferite de material permeabil; *4* — rocă impermeabilă; *5* — protecţie cu piatră.

Dezvoltarea altor metode de execuție a ecranelor etanșe a redus simțitor înălțimea economică de execuție a tranșeelor înguste. În general, se acceptă o adîncime de 10 ... 15 m ca limită maximă pentru astfel de tranșee. Realizarea unor tranșee mai adînci, în prezența apelor subterane, pune probleme dificile de execuție și de asigurare a unor lucrări de calitate bună, iar prețul de cost crește mult.

Totuși, acest tip de etanșare fiind cel mai sigur, el se aplică la barajele moderne chiar pînă la adîncimi de 35 m, cum este cazul barajului *Anderson-Ranch* (v. fig. 6-8).

La noi în țară s-a realizat o experiență pozitivă în problema ecranelor de etanșare din beton și beton argilos cu ocazia lucrărilor de pe Bistrița — aval, executîndu-se în total 110 000 m² suprafață etanșată, cu o lungime totală de 16 000 m [7].

Dintre toate soluțiile aplicate, cea mai economică s-a dovedit soluția cu ecran de etanșare din beton argilos sau gelbeton. Metoda constă din săparea cu ajutorul unui excavator cu cupă inversă, a unei tranșee de circa 1,50 m lățime, ai cărei pereți sînt menținuți cu noroi tixotropic. Materialul rezultat din excavare (balast cu noroi tixotropic) este amestecat cu ciment într-o stație de betoane și apoi basculat direct în tranșee. Pe măsură ce excavația avansează, gelbetonul se așterne în tranșee sub taluz natural, avîndu-se grijă ca între piciorul taluzului său și acela al excavației să rămînă o distanță de circa 10 m pentru manevrarea cupei excavatorului.

Compoziția noroiului tixotropic este: 1/2 argilă grasă locală, 1/2 bentogel, pentru o densitate de 1,2 t/m³. Compoziția pentru 1m³ de gelbeton este: ciment Portland 100 kg, lut local 200 kg, silicat de sodiu 5 l, agregate și noroi bentonitic 1,15 m³.

Soluția cu gelbeton se folosește pe scară largă și la *amenajarea Argeș — aval*, datorită avantajelor pe care le prezintă: ritm de execuție ridicat, continuitate fără împărțire pe tronsoane, tehnologie de betoane simplificată, folosirea ca material de construcție a însuși materialului excavat.

Soluția cu gelbeton se aplică pînă la adîncimi de 10 m, plasîndu-se excavatorul, care poate săpa o tranșee de maximum 6,5 m adîncime sub talpă, la nivelul pînzei freatice, cu o decapare inițială de 2 ... 3 m.

Cînd materialul excavat din tranșee nu poate fi folosit la prepararea betonului argilos de umplutură, calculele economice arată că în acest caz devine mai indicat ecranul cu pereți din piloți de beton forați.

27. Ecrane din chesoane sau piloți

Aceste tipuri de etanșări se aplică în cazurile cînd terenul impermeabil este situat la adîncime mare.

În figura 6-18 se arată modul de execuție al ecranului din chesoane la barajul *Quablin Dycke*. A fost străbătut un strat de circa 40 m grosime de aluviuni permeabile cu chesoane cu aer comprimat, de 2,7 × 13,6 m. Coborîrea nivelului apelor subterane a permis ca presiunea de lucru din cheson să fie redusă la o treime. Prin închiderea ulterioară a rosturilor între chesoane s-a realizat ecranul de etanșare.

La barajul *Merriman*, fundat pe aluviuni glaciare, s-au folosit chesoane de 3,7 m lățime, coborîte la 60 m adîncime.

Ecrane de etanșare se pot realiza și din piloți, care se introduc pînă la stratul impermeabil. Soluția se aplică la baraje de înălțime mai mică. După tipul utilajului și calitățile terenului, ecranele pot fi executate pînă la adîncimea de 45 m.

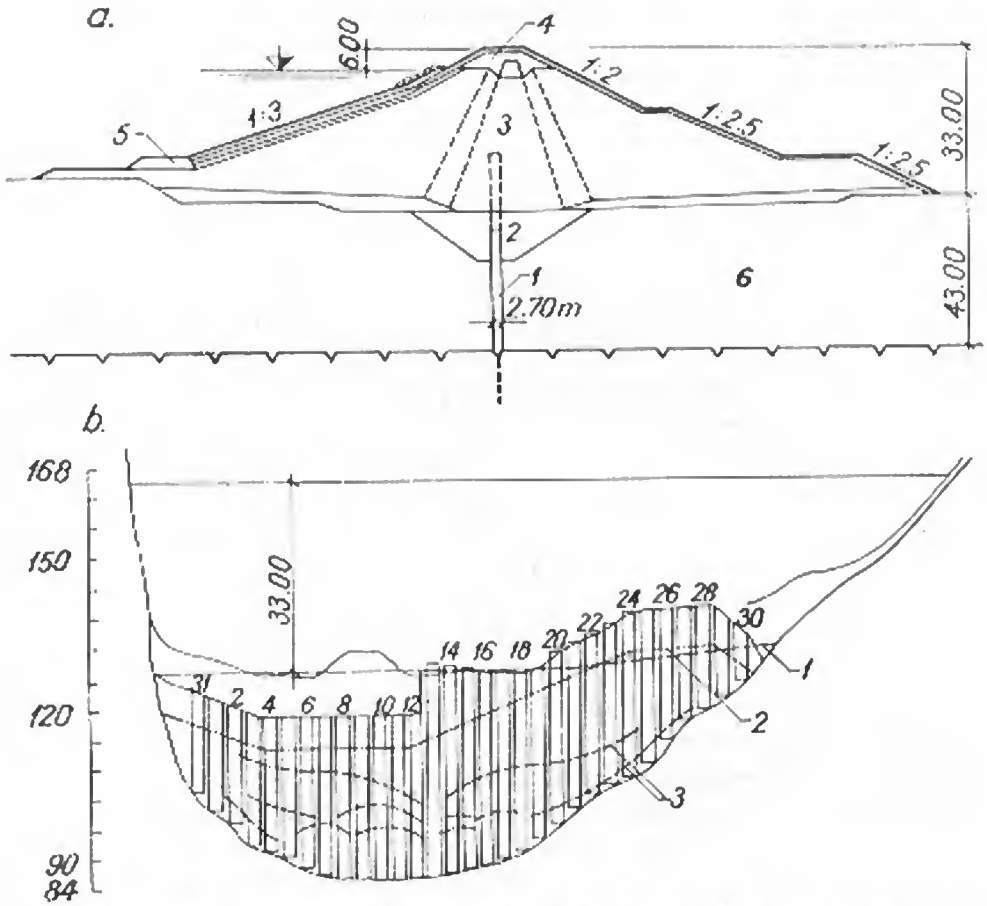


Fig. 6-18. Ecran realizat din chesoane la barajul Quablin Dycke:

a — secțiune transversală; *1* — cheson; *2* — umplutură cilindrată; *3* — umplutură sedimentată hidraulic; *4* — umplutură cilindrată; *5* — prism de anrocamente; *6* — fundație de nisip și pietriș; *b* — secțiune longitudinală; *1* — nivel inițial al apelor subterane; *2* — linia fundației deschise; *3* — curbe de coborîre a nivelului apelor subterane.

28. Ecrane din palplanșe

Ecranele din palplanșe metalice reprezintă în multe cazuri soluția cea mai economică. Ele permit o adaptare ușoară la orice tip de etanșare folosit pentru corpul barajului.

La alegerea soluției cu palplanșe trebuie cunoscută bine natura terenului de fundație. În terenuri care conțin bolovani mari, palplanșele nu pot fi bătute. Există pericolul ca în timpul baterii, unele palplanșe să devieze de la direcția de batere verticală și să se creeze astfel o deschidere subterană foarte periculoasă pentru stabilitatea fundației, datorită concentrării infiltrațiilor. Cunoașterea amănunțită a terenului permite alegerea corespunzătoare a profilului de palplanșă și a metodei de batere.

Ecranele de palplanșe se controlează cu atenție înainte de darea în exploatare, săpînd puțuri de control în punctele unde se constată anomalii la batere. Pentru o siguranță mai mare, la unele baraje se recurge la baterea a două rînduri de palplanșe, distanțate la 3 ... 4 m. După batere, spațiul interior se injectează cu suspensie de ciment sau argilă.

La barajul *Swift* s-a recurs la palplanșe speciale de tip celular H. Pămîntul din celule a fost scos cu ajutorul apei sub presiune, apoi s-a turnat beton, realizîndu-se un ecran etanș. În acest caz stratul de bază fiind stîncos, în continuarea palplanșelor s-a injectat fundația pe toată lungimea.

29. Ecrane injectate

Metoda injectărilor în terenul de fundație, care în general se aplică pentru fundațiile stîncoase, se aplică uneori și pentru etanșarea pămînturilor permeabile.

Dificultățile de aplicare ale acestui procedeu în cazul pămînturilor permeabile se datoresc următoarelor cauze: volumul de goluri este mult mai mare decît în cazul fundațiilor stîncoase; din cauza posibilității relativ ușoare de comunicație între goluri, suspensia se răspîndește într-o zonă mai mare decît cea dorită; suspensia se injectează în condițiile existenței unui curent de apă subteran, care uneori o spală.

Tehnica realizării injecțiilor este în general similară cu aceea de la fundațiile stîncoase. Controlul injectărilor se face cu probe de apă sub presiune, pe toată înălțimea forajelor de control. După *Lugeon*, execuția ecranului este satisfăcătoare cînd, în oricare foraj de control, cantitatea de apă pierdută la o presiune de 10 atmosfere nu depășește 1 l/min. m de foraj.

După suspensia folosită, injecțiile sînt: cu ciment, cu argilă, cu diverse produse chimice (silicați), cu produse bituminoase.

Injecțiile cu ciment se aplică în general pentru umplerea porilor mai mari ca 0,1 mm și la o viteză maximă a curentului subteran de 0,25 cm/s. Dacă se adaugă acceleratori de priză și se folosesc cimenturi cu o finețe de măcinare foarte mare, aceste limite se pot depăși, dar numai după cercetări speciale.

Injecțiile cu argilă se folosesc pentru pămînturile cu porii foarte fini. Cele mai indicate argile pentru injecții sînt bentonitele, dar se folosesc și alte argile foarte active, care se găsesc uneori în amplasamentele barajelor. Avantajul suspensiilor argiloase este că acestea nu sînt spălate de apele subterane. Prin adăugarea de ciment în suspensia de argilă se asigură o fixare mai sigură a acesteia în porii pămîntului.

Pentru colmatarea straturilor de nisip și pietriș se recomandă ca granula corespunzătoare diametrului (d_{90}) al suspensiei să fie de cinci ori mai mică decît diametrul eficace al materialului (d_{10}). Pentru etanșarea unor pămînturi cu goluri mai mari se amestecă argilă cu nisip fin.

Injecțiile cu diverse produse chimice, ca de exemplu silicați solubili de sodiu și clorură de calciu, sînt în general mai scumpe decît injecțiile cu argilă și nu se aplică decît acolo unde acestea din urmă nu se pot folosi. Nisipurile cu granulele sub 0,2 mm și cu permeabilități cuprinse între 2,5. 10^{-3} cm/s și 1. 10^{-1} cm/s se pretează pentru aceste injecții. Pentru formarea unui ecran continuu sînt necesare foraje foarte apropiate — 60 cm distanță între foraje — ceea ce scumpește lucrarea.

Injecțiile cu emulsie de bitum se întrebuințează acolo unde există apă agresivă sau unde curentul de apă subterană spală soluția de ciment. Mărimea particulelor coloidale de bitum este mai mică decît a particulelor de ciment, putînd fi folosite în același domeniu. Cercetări prealabile trebuie să analizeze dacă în teren nu se găsesc elemente care, prin contact, să provoace ruperea emulsiei.

O realizare deosebită, a unui ecran de etanșare prin injecții, este ecranul barajului *Serre-Ponçon* (fig. 6-19).

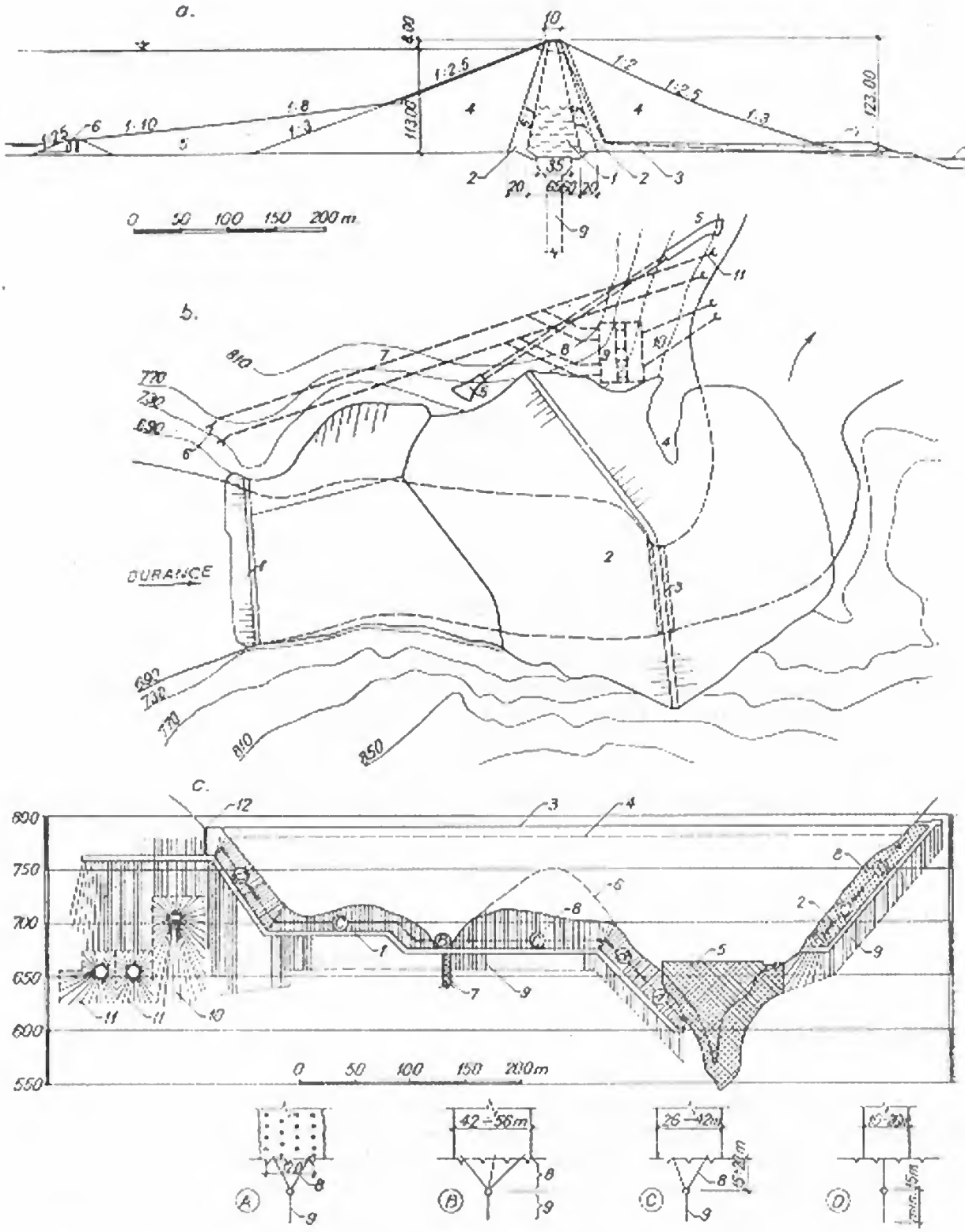


Fig. 6-19. Barajul Serre-Ponçon:

a — profil transversal; *1* — ecran de argilă; *2* — zone de tranziție; *3* — strat filtrant; *4* — balast compactat; *5* — platformă amonte; *6* — batardou amonte; *7* — platformă aval; *8* — lac de compensare; *9* — etanșare fundație în albie; *b* — plan de situație; *1* — batardou amonte; *2* — baraj de pământ; *3* — etanșare de adîncime în albia minoră; *4* — vîrful Călugăriței; *5* — evacuator de ape mari; *6* — priză de apă; *7* — aducțiune; *8* — conducte forțate; *9* — centrală electrică; *10* — galerie de fugă; *11* — goliri de fund; *c* — profil longitudinal; *1* — galerie de injecție; *2* — puț înclinat de injecție; *3* — coronament; *4* — nivelul maxim din lac; *5* — dop de argilă; *6* — vîrful Călugăriței; *7* — ecran de argilă; *8, 9* — perdea de injecții; *10* — injecții radiale din descărcătorul de ape mari; *11* — injecții radiale din galeriile de deviere.

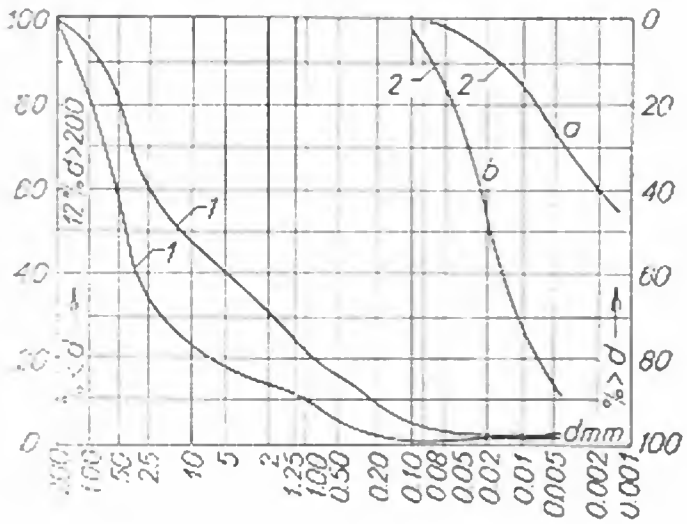


Fig. 6-20. Granulozitatea aluviunilor riului Durance și a materialelor injectate:

1 — materiale aluvionare; *2* — materiale injectate; *a* — argilă; *b* — amestec argilos.

În zona barajului, riul Durance curgea pe un strat de aluviuni de 110 m grosime. Umplutura aluvionară era eterogenă, lentile de material grosier alternînd cu zone nisipoase și cu intercalații de deluviu de pantă. Permeabilitatea medie a umpluturii era de $5 \cdot 10^{-2}$ cm/s. Tot materialul se găsea într-o zonă cu apă termală de 60°C. Pentru realizarea ecranului s-a injectat o soluție din amestec de argilă și ciment. Volumul său teoretic a rezultat de 100 000 m³. S-au injectat 35 000 t, din care 11 000 t ciment și 24 000 t argilă. Granulozitatea materialului și a suspensiei se arată în figura 6-20.

Injectarea a fost realizată folosind tuburi cu clapete. Lungimea totală a forajelor a fost de 17 200 m. După injectare permeabilitatea materialului a avut o valoare medie de $5 \cdot 10^{-5}$ cm/s, fiind de aproximativ 1 000 ori mai mică decît înainte de injectare.

§ 7. ETANȘAREA CORPULUI BARAJULUI

30. Generalități

În cazul barajelor neomogene elementul de etanșare al corpului barajului poate fi așezat în amonte, numindu-se în acest caz *ecran* sau *mască de etanșare*, sau poate fi așezat în centrul profilului, numindu-se în acest caz *nucleu*, *simbure*, sau *diafragmă*.

Soluția cu ecran de etanșare prezintă următoarele *avantaje*:

— permite o mărire a înclinării taluzului aval deoarece tot corpul barajului lucrează ca element de rezistență uscat; asigurarea stabilității prismului amonte, în special la golirea rapidă a lacului, impune așezarea unei supraîncărcări pe ecran, ceea ce conduce la o mărire a volumului de material din amonte;

— permite o execuție independentă a corpului barajului față de elementul de etanșare; această așezare a ecranului este aleasă în special în țările unde din cauza climatului execuția ecranului necesită întreruperi.

Soluția cu ecran de etanșare prezintă însă următoarele *dezavantaje*:

— elementul de etanșare este supus unei degradări în timp, fiind mai sensibil la tasări datorită condițiilor speciale de lucru; el necesită reparații periodice;

— deoarece la o coborîre bruscă a nivelului în lac trebuie asigurată drenarea rapidă a apei infiltrate în corpul barajului, sînt necesare măsuri speciale de drenaj;

— datorită înclinării ecranului, crește consumul de material de etanșare față de soluția cu nucleu central;

— elementul de etanșare fiind mai expus, poate fi distrus, avînd consecințe grave asupra stabilității generale a barajului;

— presiunea pe zona de contact între ecran și suprafața de fundație este mai mică și de aceea rezistența la alunecare și filtrație este mai redusă.

Soluția cu nucleu de etanșare prezintă următoarele *avantaje*:

— întregul baraj lucrează la acțiunea sarcinilor exterioare în condiții mai bune, fiind alcătuit simetric față de nucleu;

— deoarece calitatea materialului din nucleu este mai puțin importantă pentru asigurarea stabilității generale, volumul nucleului poate fi variabil funcție de condițiile locale; limitarea volumelor de argilă mărește însă economia construcției și reduce durata de execuție;

— nucleul are cea mai mică suprafață de contact cu fundația, dar greutatea sa aplicîndu-se normal pe suprafață se creează în zonă o aderență mult mai bună și o filtrație mai redusă;

— pantele exterioare ale prismelor laterale pot fi mai abrupte, acestea depinzînd exclusiv de rezistența la forfecare a materialului folosit; de aceea volumul total al barajelor cu sîmbure central este mai redus.

Soluția cu nucleu de etanșare prezintă însă următoarele *dezavantaje*:

— nucleul împarte barajul în două zone distincte cu problemele de execuție și de comportare respective; execuția nucleului și a prismelor laterale, trebuie să fie concomitentă, nefiind posibile decît decalaje mici între niveluri;

— în cazul necesității unui voal de etanșare sub nucleu, acesta trebuie realizat înainte de începerea umpluturilor la baraj, sau prin intermediul unei galerii de injecții special prevăzută.

Din punctul de vedere al caracteristicilor elastice, elementele de etanșare se grupează în următoarele clase:

— *etanșări elastice*, formate din argilă, covoare bituminoase etc.;

— *etanșări semielastice*, formate din tolă metalică, beton bituminos, beton de pămînt;

— *etanșări rigide*, formate din beton, beton armat, diafragme metalice.

Cele mai indicate pentru barajele de pămînt sînt etanșările elastice, care pot prelua deformațiile uneori mari ale corpului barajului. Folosirea ecranelor sau diafragmelor rigide este condiționată de posibilitatea încastrării la bază într-o rocă sănătoasă.

Din punctul de vedere al materialului de construcție folosit, elementele de etanșare se grupează în următoarele categorii:

— etanșări din pămînt natural;
— etanșări din beton de pămînt sau hydraton;
— etanșări din beton sau beton armat;
— etanșări metalice;
— etanșări din materiale bituminoase;
— etanșări din folii de diverse materiale.

31. Etanșări din pămînt natural

În acest caz materialul cel mai folosit este argila, reprezentînd o soluție bună și economică dacă se găsește în apropierea barajului.

Se consideră bune în acest scop pămînturile care îndeplinesc următoarele calități:

— granulozitate: 10 ... 50% din material să aibă $d < 0{,}002$ mm, minimum 60% să aibă $d < 0{,}06$ mm; fracțiunea de pietriș $d > 20$ mm se recomandă să fie eliminată;

— plasticitate > 30; limita de curgere $< 80\%$, limita de plasticitate $> 20\%$;

— permeabilitatea să fie cuprinsă între $6 \cdot 10^{-8}$ cm/s și 1.10^{-7}cm/s.

— să nu conțină humus, săruri solubile, rădăcini.

Grosimea ecranului sau sîmburelui de argilă depinde de calitatea materialului întrebuințat și de înălțimea barajului.

În cazul unui ecran, grosimea la partea superioară este 0,75 ... 1,00 m, iar la bază 1/4 ... 1/8 din înălțimea barajului. Deoarece un ecran de argilă dispus pe fața taluzului amonte poate fi ușor spălat de apă, se prevede acoperirea lui cu un strat de protecție.

În figura 6-21 se arată alcătuirea ecranului la barajul *Amecker*. Se remarcă acoperirea ecranului de argilă cu un strat de 6 cm de asfalt.

Argila, ca material de etanșare al corpului barajului, se așază mai frecvent în centrul secțiunii, ca nucleu sau sîmbure.

Grosimea nucleului la partea superioară se alege de (1 ... 3) m, funcție de înălțimea barajului. Pentru permeabilități ale materialului cuprinse între 1.10^{-7} și 6.10^{-8}cm/s grosimea la bază a sîmburelui are valori de (1/3 ... 1/4) H, unde H este înălțimea barajului. Sînt și cazuri speciale cînd grosimea la bază a sîmburelui atinge 1/1 și chiar 1,5/1 față de înălțime.

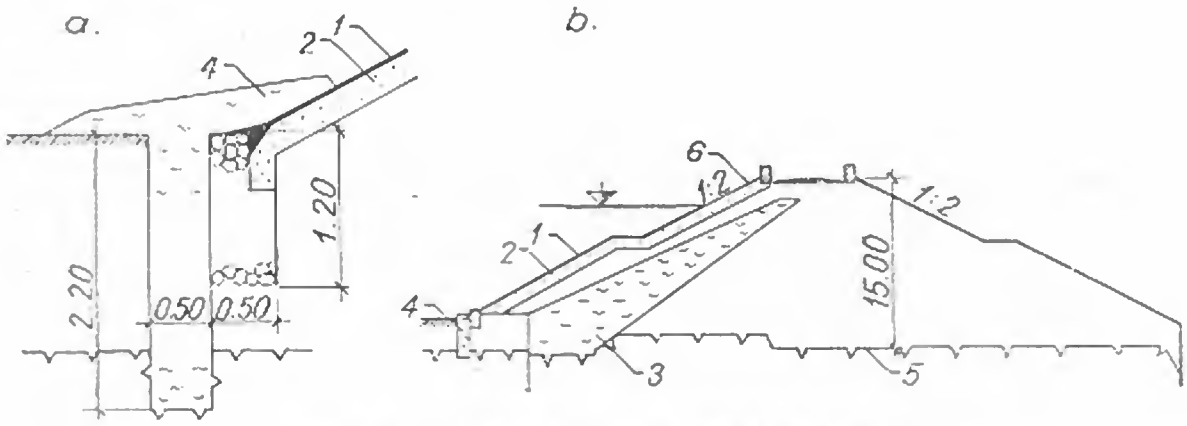


Fig. 6-21. Etanșarea corpului barajului Amecker:

a — detaliu; *b* — secțiune; *1* — strat de asfalt; *2* — strat de pietriș; *3* — ecran de argilă; *4* — pinten de argilă; *5* — teren impermeabil; *6* — înierbare.

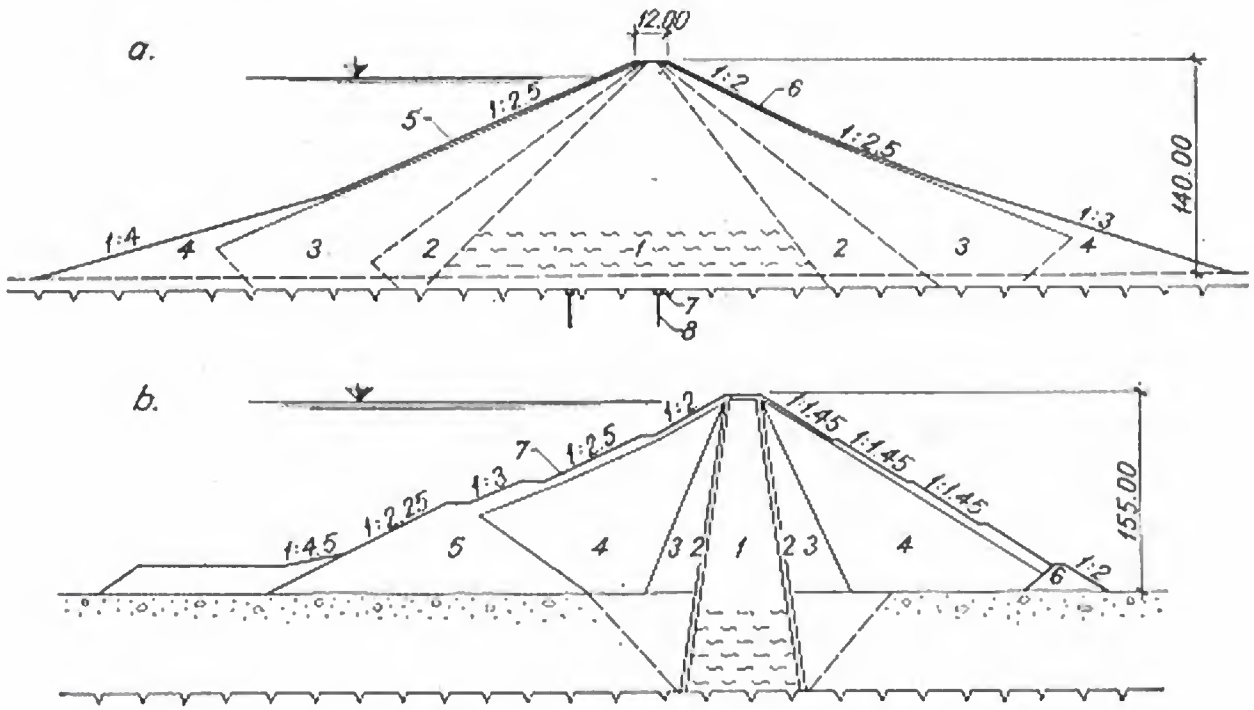


Fig. 6-22. Nucleu de etanşare:

a — barajul Trinity (S.U.A.); *1* — nucleu din argilă şi aluviuni cu d_{max} = 15 cm; *2* — zonă de trecere cu d_{max} = 30 cm; *3* — aluviuni cu d_{max} = 45 cm; *4* — prism de piatră cu d_{max} = 1 m; *5* — protecţie de piatră de 1 m grosime; *6* — idem, de 0,6 m grosime; *7* — pinten de beton; *8* — injecţii cu ciment; *b* — barajul Göscheneralp (Elveţia); *1* — nucleu de argilă şi nisip fin; *2* — filtru invers; *3* — aluviuni; *4* — deluviu cu d_{max} = 25 cm; *5* — anrocamente cu d_{max} = 75 cm; *6* — prism de drenaj; *7* — protecţie de anrocamente.

La figura 6-22 se arată modul de realizare a sîmburelui de argilă la barajele *Trinity* din S.U.A. şi *Göscheneralp* din Elveţia.

La barajele executate prin hidromecanizare sîmburele se realizează prin însuşi procesul de depunere, materialul fin depunîndu-se în centrul barajului. În acest caz grosimea minimă a sîmburelui se recomandă a fi (1/2 ...1/1,5) *H*, iar grosimea maximă aproximativ 1/3 din lăţimea la bază a barajului.

32. Etanşări din beton de pămînt

În cazul cînd în carieră nu se găseşte materialul argilos necesar pentru etanşare, de calitatea şi cantitatea corespunzătoare, se recurge la amestecarea pămînturilor. Pămînturile se amestecă în betoniere, realizînd astfel un beton de pămînt etanş.

Compoziţia amestecului este formată din pămîntul local fără piatră mare, care se îndepărtează în prealabil şi din argilă în cantitatea necesară. La barajele *St. Valentin şi Vernago* din Italia s-a adăugat 3% bentonită. La barajul *Göscheneralp* s-a adăugat 4% bentonită la nisipul de morene.

Prin adăugarea unor substanţe chimice în amestecul de pămînt *K. Keil* [9] a realizat un material numit *hydraton*, cu proprietăţi de etanşare şi prelucrare deo-

sebite. Materialul are o permeabilitate de ordinul a 10^{-6} cm/s, rezistență mare la tăiere și o lucrabilitate deosebită. Hydratonul a fost folosit cu succes la barajul *Kranzahl* din R. D. Germană. Prin folosirea acestui produs, volumul elementului de etanșare se reduce de aproximativ 10 ori.

33. Etanșări din beton și beton armat

Etanșările din beton și beton armat se folosesc sub formă de ecrane la barajele cu tasări ulterioare mici. Ecranele de etanșare realizate din beton simplu nu prezintă siguranță la fisurare și de aceea nu se recomandă.

Chiar atunci cînd se folosește betonul armat, se recomandă aplicarea acestei soluții numai la baraje de înălțime mică, la care eventuale scăpări de apă prin rosturi sau crăpături nu provoacă ruperea barajului. Lucrul acesta este valabil pentru barajele la care umplutura este alcătuită din nisip și pietriș, care lucrează ca un dren. Un astfel de exemplu este barajul *Taf Fechan* (fig. 6-23, *a*).

Grosimea ecranului la partea superioară se recomandă 15 ... 20 cm, crescînd cu 5 cm pentru fiecare 25 m înălțime. Armarea plăcilor se face cu o rețea de oțel-beton cu diametre de 15 ... 20 mm la 30 ... 50 cm distanță. Dimensiunea maximă a plăcilor se ia de 2,5 ... 3,5 m cînd se aplică rosturi simple etanșate cu bitum, sau dimensiune

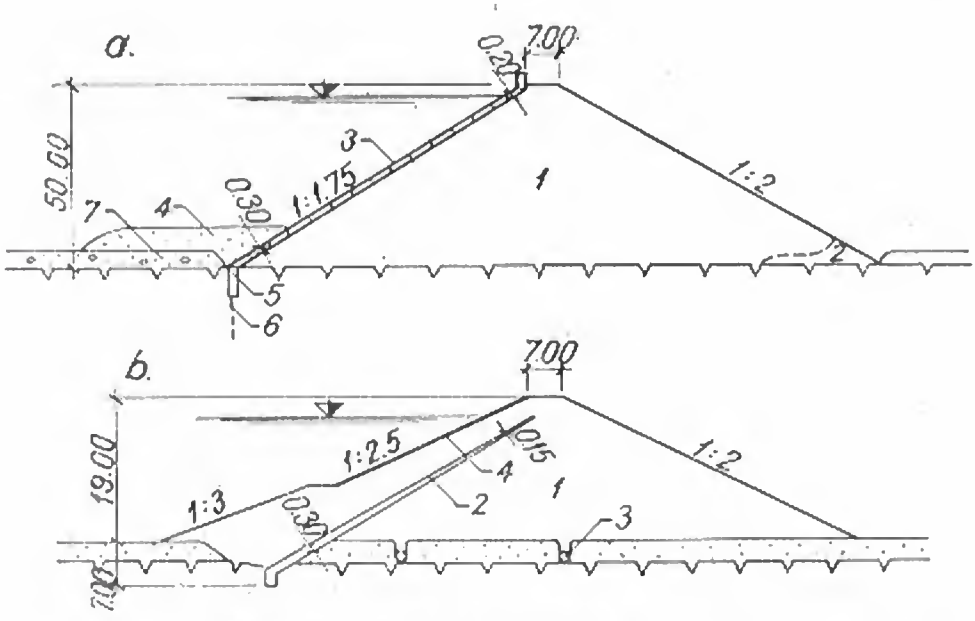


Fig. 6-23. Ecrane de beton armat:

a — barajul Taf-Fechan (Anglia); *1* — pietriș și nisip; *2* — umplutură de piatră; *3* — perete de beton armat; *4* — umplutură de pămînt; *5* — vatră; *6* — injecții cu ciment de 15 m adîncime; *7* — aluviuni; *b* — barajul Standford (S.U.A.); *1* — umplutură de pămînt în straturi de 10 cm; *2* — etanșare de beton armat; *3* — tuburi de drenaj; *4* — protecție de aarocamente.

mai mare, de 5 ... 7 m, dacă se execută rosturi etanşate cu tolă. Sub plăcile de beton armat se aşază un strat drenant din nisip şi pietriş. Pentru a fi protejată, placa de beton armat se dispune uneori în interiorul secţiunii, aşa cum se arată în figura 6-23, *b* la barajul *Standford* din S.U.A.

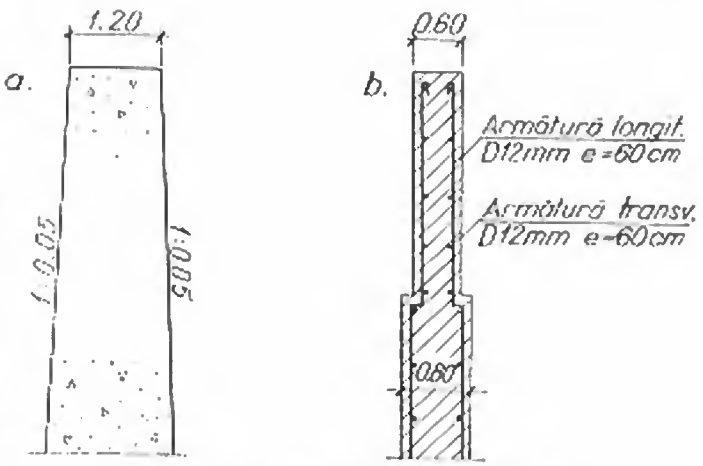


Fig. 6-24. Diafragme de etanşare:
a — de beton simplu; *b* — de beton armat.

Betonul şi betonul armat se folosesc mult mai des sub formă de sîmburi sau diafragme de etanşare (fig. 6-24). Sîmburele este constituit dintr-o parte superioară mai subţire şi dintr-un soclu, care se încastrează în roca de bază. Grosimea sîmburelui la partea superioară şi la contactul cu soclul se recomandă a se lua conform cifrelor din tabelul 6-4.

TABELUL 6-4

Materialul	Partea de sus (m)	Partea de jos (m)
Beton simplu	Davis (1,00 ... 1,20) Grişin (0,50 ... 1,20)	Davis (+) 0,10 *H* Grişin (1/6 ... 1/10) *H*
Beton armat	Davis 0,50 Grişin (0,30 ... 0,50)	Davis (+) 0,066 *H* Grişin (1/10 ... 1/15) *H*

Sîmburii de beton armat se armează pe cele două feţe cu oţel-beton de diametre 12 ... 15 mm, la 40 ... 60 cm distanţă. În profil longitudinal se prevăd rosturi verticale de dilatare la 15 ... 25 m distanţă, prevăzute cu puţuri umplute cu bitum pentru etanşare.

Fixarea rigidă a sîmburelui propriu-zis de soclu se admite numai pentru înălţimi mici, de 15 ... 30 m. Pentru înălţimi mai mari se prevăd rosturi orizontale articulate, sau de alunecare.

În figura 6-25 se arată sîmburele şi detaliul de rost la barajul *Söse* din Germania. Pentru a asigura sîmburelui o mai mare elasticitate, la barajul *Bieler* din Austria s-au prevăzut rosturi verticale la 12 ... 18 m şi rosturi orizontale pe toată înălţimea, din 3 în 3 m distanţă.

În timpul tasării, părţile laterale ale barajului transmit prin frecare eforturi verticale mari, care trebuie preluate de către soclu şi transmise fundaţiei. În timpul punerii sub sarcină, sîmburele este împins spre aval, solicitînd astfel excentric soclul. De aceea, soclul se construieşte mai gros şi de înălţime redusă. În interiorul

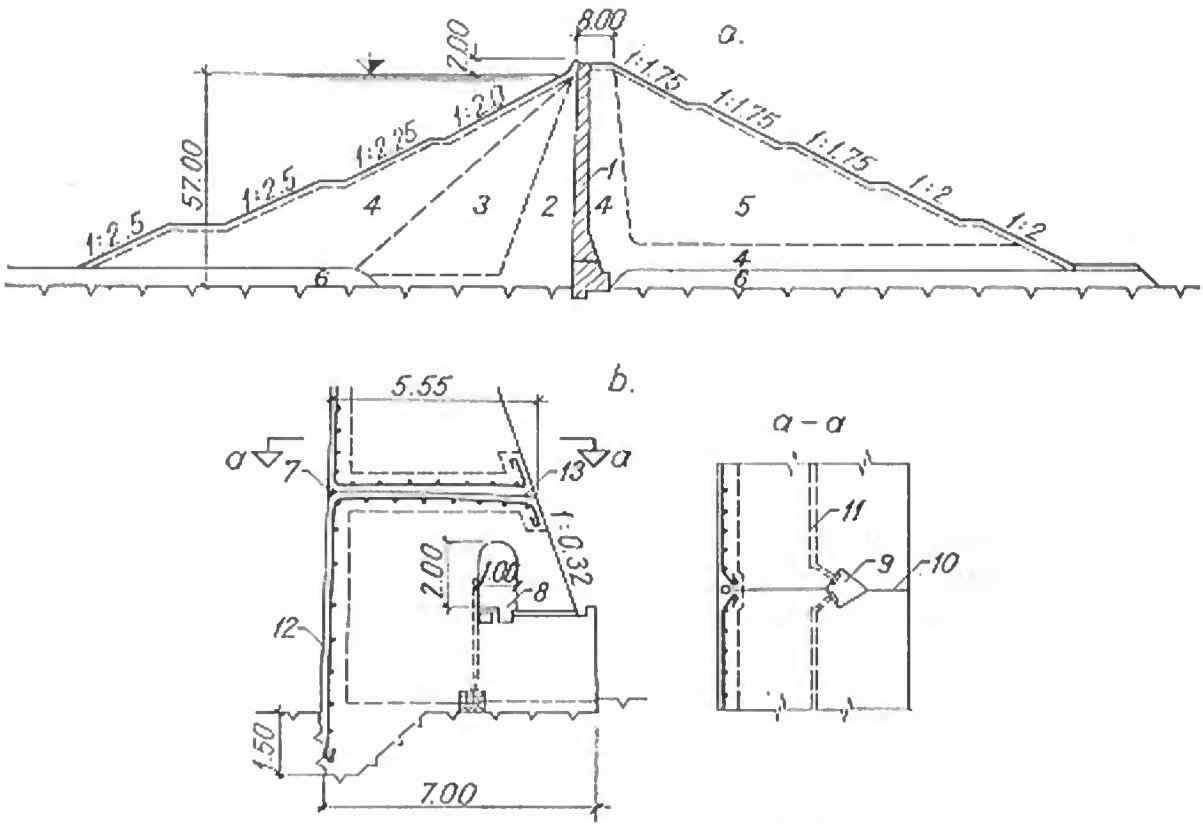


Fig. 6-25. Diafragmă de beton armat la barajul Söse:

a — secțiune transversală; *b* — detaliu diafragmă; *1* — diafragmă de beton armat; *2* — argilă curată; *3* — argilă cu pietră; *4* — balast de râu; *5* — material eterogen; *6* — pământ natural; *7* — pană de plumb; *8* — galerie; *9* — puț de vizitare; *10* — rost vertical; *11* — tub semicircular de drenaj; *12* — torcret; *13* — rost orizontal.

soclului se prevede o galerie de drenaj și vizitare. Din interiorul galeriei se pot executa injecțiile de consolidare și de etanșare, concomitent cu ridicarea barajului.

La partea amonte a sîmburelui, care se vopsește cu bitum, se prevede un strat de argilă pe toată înălțimea, pentru a opri infiltrațiile prin eventualele defecțiuni ale sale. La partea aval, un strat drenant asigură suplimentar stabilitatea, menținînd în orice condiții la uscat prisma aval a barajului.

34. Etanșări metalice

Etanșările cu tolă pe taluzul amonte, care se foloseau la barajele de anrocamente, sînt mai puțin aplicate la barajele de pămînt, din cauza suprafeței mult mai mari a acestora. Tola de etanșare trebuie prevăzută cu rosturi de dilatație și protejată împotriva ruginirii. Pentru a putea vopsi tola după sudare și la partea interioară, la barajul *Catamound* tola s-a așezat la 1 m distanță de taluzul amonte, pe niște reazeme speciale. După terminarea lucrărilor spațiul rămas a fost umplut cu grijă. În partea inferioară ecranul este realizat din beton armat, care se racordează cu tola.

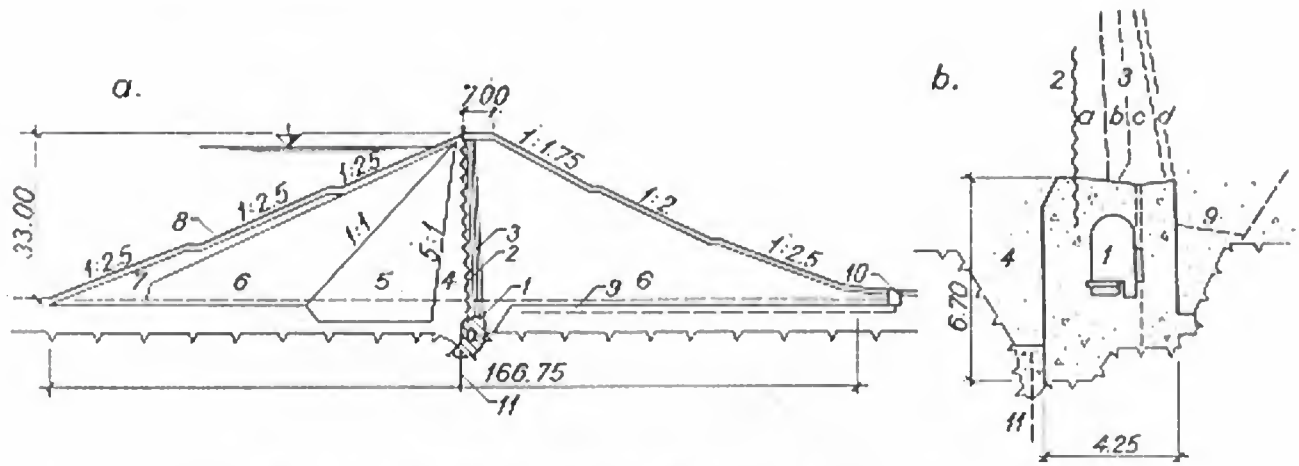


Fig. 6-26. Diafragmă metalică la barajul Bever:
a — secțiune transversală; *b* — detaliu de soclu și diafragmă; *1* — soclu de beton cu galerie; *2* — tablă ondulată sudată; *3* — filtru invers (*a* — nisip fin; *b* — nisip mare; *c* — balast; *d* — zidărie uscată); *4* — argilă; *5* — argilă cu piatră; *6* — material permeabil; *7* — ancoramente; *8* — pereu de piatră; *9* — tuburi drenante; *10* — puțuri de observație; *11* — perdea de injecții.

Cînd etanșarea se realizează dintr-o diafragmă metalică, aceasta se racordează la un soclu de beton, la fel ca diafragmele de beton sau beton armat. Un astfel de caz se arată în figura 6-26 la barajul *Bever*. De obicei, la partea amonte a diafragmei se prevede un strat de argilă, iar în aval un strat drenant.

35. Etanșări din materiale bituminoase

Asemenea etanșări se aplică pe taluzul amonte sub formă de ecrane sau covoare bituminoase. În figura 6-27 se arată modul de alcătuire al unei asemenea etanșări la barajul *Genkeltal*. Betonul bituminos este turnat în două straturi: unul la suprafață, de 9 cm și celălalt la interior, de 6 cm. Între ele se găsește un strat de 20 cm din piatră bitumată, de 4 ... 7 cm [9].

La barajele de mică înălțime se pot folosi simple covoare asfaltice flexibile, care sînt foarte etanșe. Principalul dezavantaj constă în îmbătrînirea lor în timp, acest fenomen fiind mai intens în zona de nivel variabil a apei din lac.

36. Etanșări din folii

În practică etanșarea cu folii din materiale plastice s-a aplicat în ultimii 15 ani. Cele mai utilizate sînt foliile de polietilenă sau de vinilin. Ele trebuie să fie impermeabile, rezistente, negelive, chimic inerte, stabile la acțiunea căldurii și luminii și capabile de lipituri rezistente între ele. Se folosesc atît ca izolări provizorii (de exemplu la umpluturi de baraje care trebuie ferite de precipitații atmosferice) cît și ca izolări definitive.

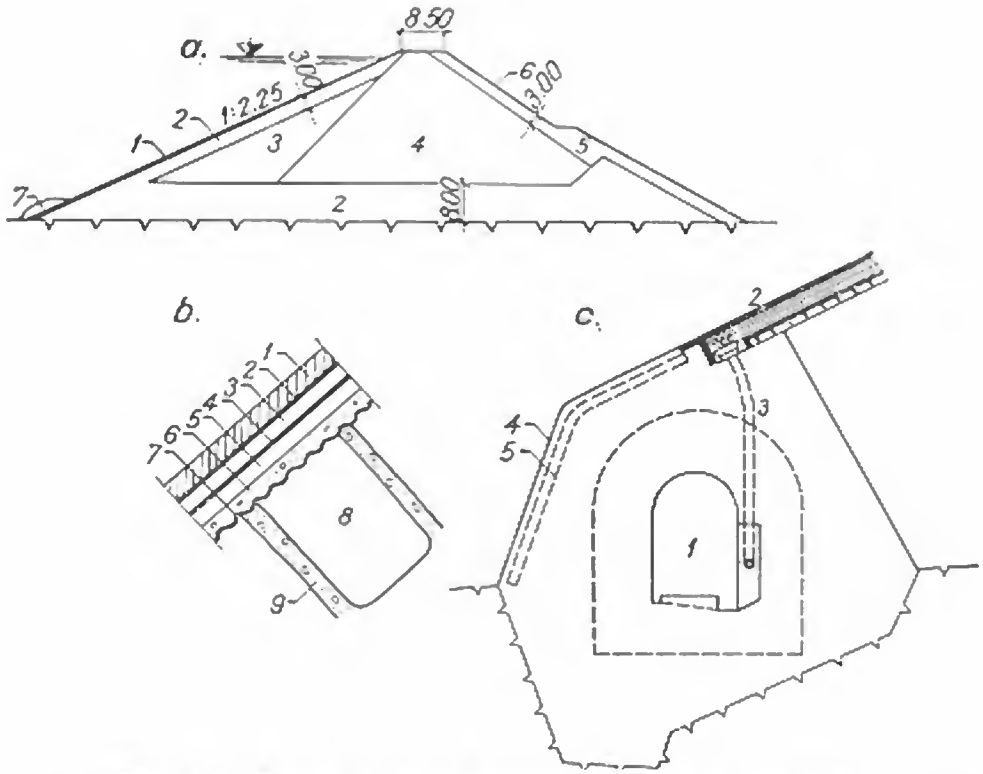


Fig. 6-27. Ecran de beton bituminos la barajul Genkeltal:

a — secțiune transversală; *1* — ecran; *2* — piatră mare; *3* — piatră; *4* — material de umplutură; *5* — pămînt și piatră; *6* — brazde de iarbă; *7* — etanșare cu argilă; *b* — detaliu de ecran; *1* — beton armat; *2* — bitum; *3* — beton asfaltic; *4* — bitum; *5* — beton asfaltic; *6* — beton poros; *7* — mortar de ciment; *8* — piatră de zidărie; *9* — mortar de ciment; *c* — detaliu de racord ecran — pinten; *1* — galerie de vizitare; *2* — ecran; *3* — tub de drenare; *4* — protecție de bitum; *5* — garnitură de etanșare.

Pentru izolări cu caracter definitiv grosimea foliilor trebuie să fie de minimum 0,10 mm. Ele se îmbină prin lipire și sudare. Foliile de vinilin se lipesc mai ușor, dar cele de polietilenă sînt mai rezistente la îngheț-dezgheț.

Foliile de materiale plastice se folosesc numai protejate între straturi de nisip, pietriș, dale de beton sau carton bitumat. În domeniul barajelor ele sînt încă puțin utilizate, datorită tendinței lor de îmbătrînire mult mai rapidă decît durata de funcționare a construcției și datorită dificultăților de realizare a lipiturilor etanșe.

De 15 ani au început să fie folosite, în S.U.A. și recent și în Europa, foi prefabricate pe bază de compuși bituminoși, armate cu fire de sticlă cu grosimea de 7 ... 10 mm. Lipirea se face prin sudarea la cald a foilor, cu benzi din același material.

§ 8. DETALII CONSTRUCTIVE

37. Alcătuirea coronamentului

Coronamentul unui baraj de pămînt se consolidează cu ajutorul unei îmbrăcăminți (asfalt, pavaje, împietruire), corespunzătoare tipului de drum care trece peste baraj. Drumul se prevede cu trotuare și cu mînă curentă sau parapet. Spre

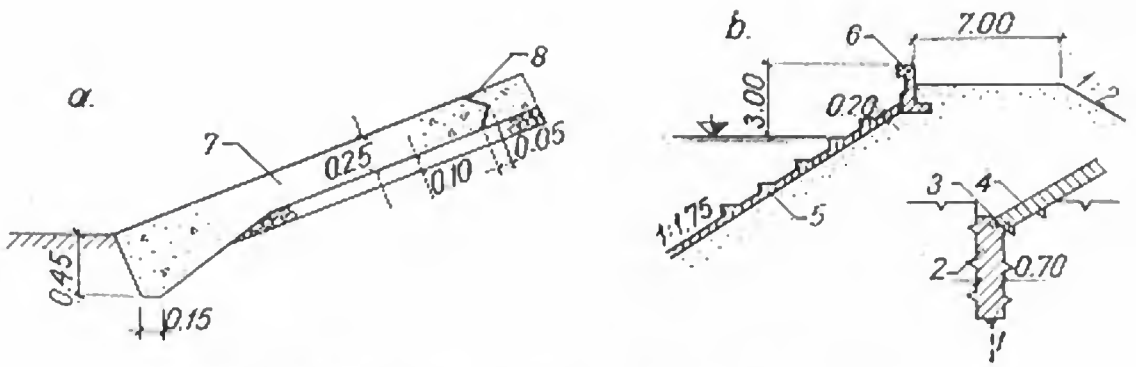


Fig. 6-28. Protejarea taluzurilor şi a coronamentului:

a — cu plăci de beton poros; *b* — cu plăci de beton armat; *1* — injecţii; *2* — pinten; *3* — etanşare; *4* — placă de beton armat; *5* — proeminenţe spărgătoare de valuri; *6* — grindă spargeval; *7* — placă din beton poros; *8* — rost.

amonte se execută în general un zid spargeval de profil special (fig. 6-28), care micşorează garda necesară la baraj şi deci şi volumul de umplutură.

Lăţimea coronamentului se ia egală cu lăţimea necesară pentru drum, sau se calculează cu una din formulele [4], [10]:

$$b = 1{,}65\sqrt{H}; \tag{2}$$

$$b = 1{,}1\sqrt{H} + 1,$$

unde b este lăţimea coronamentului şi H înălţimea barajului în metri. În regiunile seismice coronamentul se ia mai lat decît rezultă din aceste formule.

În figura 6-29 se arată amenajarea ca drum a coronamentului unui baraj executat prin hidromecanizare.

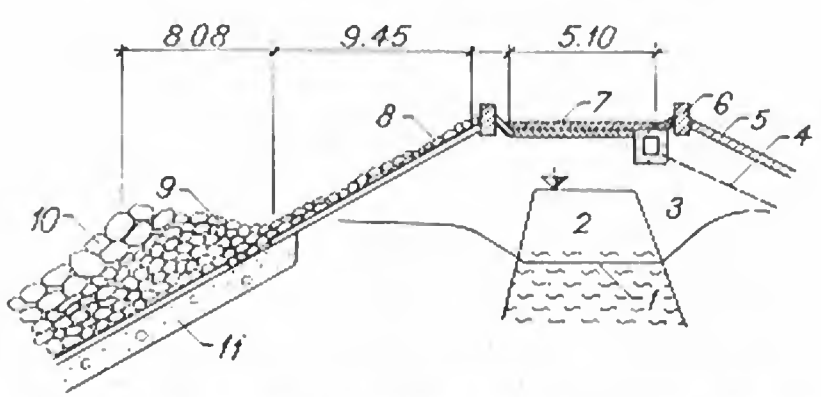


Fig. 6-29. Detaliu de coronament la barajul Quablin Dycke:

1 — limita superioară a nucleului sedimentat; *2* — nucleu cilindrat; *3* — umplutură cilindrată; *4* — tub de drenaj pentru ape pluviale; *5* — strat de pietriş; *6* — parapet de piatră; *7* — parte carosabilă; *8* — piatră; *9* — piatră spartă; *10* — piatră mare; *11* — material sortat.

38. Protecția taluzurilor

Taluzurile se protejează împotriva înghețului, a eroziunii valurilor, apei de infiltrație sau apei de ploaie și împotriva vîntului.

Taluzul amonte se acoperă în mod obișnuit cu anrocamente în vrac sau cu un pereu de piatră brută. Acolo unde piatra se găsește la distanțe mari se execută pereuri de beton simplu sau armat. Stratul de protecție se așază pe un strat filtrant, astfel ca să nu fie posibilă antrenarea particulelor fine din masiv.

Grosimea stratului de anrocamente în vrac depinde de înălțimea valurilor și de tăria înghețului. După unele recomandări sovietice grosimea stratului de anrocamente se poate calcula cu formula:

$$t = 1{,}36 \sqrt[3]{\frac{Q}{\gamma_p}}, \tag{3}$$

unde:

t — grosimea stratului de anrocamente, în m;
Q — greutatea medie pe bucată a pietrelor din strat, în kg;
γ_p — greutatea specifică a pietrei, în kg/m³.

Grosimea stratului filtrant se calculează cu formula:

$$d = (0{,}20 \ldots 0{,}25)\, t. \tag{4}$$

Asupra greutății medii a pietrelor, după aceleași cercetări se recomandă:

$$Q = 11(2h)^3 \text{ (kg)}, \tag{5}$$

unde $2h$ este înălțimea valului, în m.

Greutatea minimă și maximă a pietrelor folosite trebuie să respecte relația:

$$2\, Q_{minim} \geqslant Q_{mediu} \geqslant Q_{maxim}/2. \tag{6}$$

După unele recomandări americane, grosimea stratului din blocuri de piatră și mărimea pietrelor se alege conform tabelului 6-5 [4]:

TABELUL 6-5

Înălțimea valului (m)	Grosimea minimă (m)	D_{50} minim (m)
0 ... 0.30	0.30	0.20
0.30 ... 0.60	0.40	0.25
0.60 ... 1.20	0.45	0.30
1.20 ... 1.80	0.55	0.40
1.80 ... 2.40	0.70	0.45
2.40 ... 3.00	0.80	0.55

Pietrele așezate pe taluz trebuie să fie dure și negelive. Ele trebuie astfel țesute încît la izbirea valurilor să nu fie smulse.

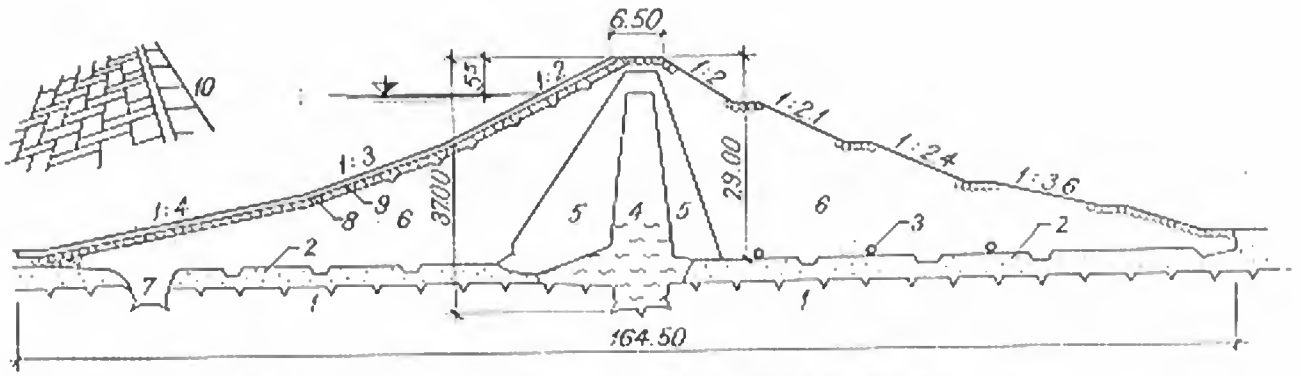


Fig. 6-30. Protejarea cu blocuri de beton la barajul Arvo:

1 — fundaţie de granit caolinizat; *2* — nisip şi pietriş; *3* — tuburi de drenaj; *4* — nucleu cu 75 ... 80% argilă; *5* — zonă cu 60% argilă; *6* — zonă cu 10 ... 35% argilă; *7* — pinten cu 70% argilă; *8* — pat de piatră bătută; *9* — blocuri de beton 180 kg/buc.; *10* — schema îmbrăcăminţii amonte.

Pereurile din beton se execută din blocuri sau plăci de beton simplu, beton armat sau beton poros. La barajul *Arvo* din Italia s-au aşezat pe taluzul amonte blocuri de beton cu o greutate de 180 kg fiecare (fig. 6-30). Această soluţie necesită manoperă multă pentru aşezarea blocurilor şi de aceea este rar aplicată.

Pereurile din plăci se execută din dale prefabricate, cu dimensiunile (1,5 ... 3) × 3 m şi plăci monolite, cu dimensiunile pînă la 20 × 20 m. Grosimea plăcilor se alege de 15 ... 20 cm, pentru beton armat şi 50 ... 60 cm, pentru beton simplu.

În toate cazurile este necesar să se aşeze sub plăci un strat filtrant de nisip şi pietriş. Plăcile trebuie prevăzute cu găuri (barbacane) sau alte soluţii de scurgere a apei, astfel ca la o scădere bruscă a nivelului în lac acestea să nu fie împinse şi deplasate. Din acest punct de vedere plăcile de beton poros au avantajul că realizează evacuarea uniformă a apei.

Dacă taluzul aval este supus acţiunii valurilor zona respectivă se protejează în acelaşi mod ca taluzul amonte. Pe toată suprafaţa, taluzul aval se protejează împotriva şiroirii apelor de ploaie prin înierbare şi executarea de berme şi rigole de colectare.

În cazul cînd pămîntul argilos al ecranului sau al corpului barajului se umflă la îngheţ, se execută la suprafaţă un strat de protecţie sau izolaţie termică de 2 ... 3 m grosime, din nisip sau din pietriş amestecat cu nisip.

39. Filtre şi drenuri

În corpul barajului filtrele se aşază în mod diferit, după funcţiunea pe care trebuie să o îndeplinească.

Filtrele aşezate sub formă de straturi drenante, dispuse pe treimea sau sfertul aval al unui baraj omogen, coboară linia de infiltraţie din corpul barajului. Uneori filtrul se aşază şi pe taluzul amonte (fig. 6-31, *a*), cu rolul de a-l proteja la o coborîre bruscă a nivelului apei. Stratul filtrant poate fi ridicat în corpul barajului, cu rolul de a intercepta linia de infiltraţie (fig. 6-31, *b*).

Cînd stratul filtrant se aşază de o parte şi de alta a sîmburelui impermeabil, el are rolul de a proteja nucleul împotriva spălării prin antrenarea materialului. Dacă

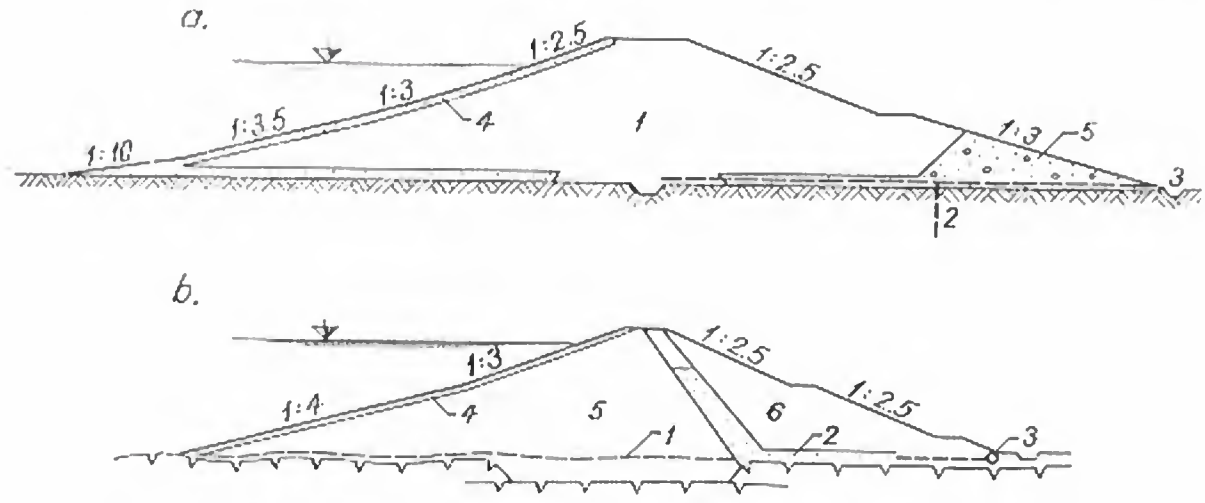


Fig. 6-31. Așezarea straturilor filtrante la baraje omogene:
a — barajul Arkabatla; *1* — material impermeabil; *2* — conducte și puțuri de drenaj; *3* — canal de evacuare; *4* — pietriș; *5* — prismă de bolovani; *b* — barajul Galoya; *1* — linia terenului inițial; *2* — filtru de nisip; *3* — drenaj; *4* — filtru de pietriș; *5* — material impermeabil; *6* — material puțin permeabil.

filtrul se plasează între umplutură și fundația argiloasă, el are rolul de a accelera procesul de consolidare a fundației.

Pentru a îndeplini funcțiunile arătate, stratul filtrant trebuie să aibă o permeabilitate mare și în același timp să nu permită antrenarea particulelor fine din materialul de bază protejat.

În privința granulozității filtrului, recomandările sînt diferite. Filtrele se pot realiza cu o granulozitate uniformă, în acest caz recomandîndu-se următoarea relație de dimensionare:

$$5 < \frac{F_{50}}{B_{50}} < 10, \tag{7}$$

unde F_{50} și B_{50} sînt diametrele de ordonată 50% din curbele granulometrice ale materialului pentru filtru și ale materialului de bază. Aceste filtre sînt mai scumpe, necesitînd o sortare deosebită a materialului.

Dacă granulozitatea este neuniformă rapoartele sînt diferite, pentru particule rotunjite (material rulat) recomandîndu-se relațiile:

$$\begin{aligned} 12 < \frac{F_{60}}{B_{60}} < 58; \\ 12 < \frac{F_{15}}{B_{15}} < 40, \end{aligned} \tag{8}$$

iar pentru particule colțuroase (piatră spartă):

$$\begin{aligned} 9 < \frac{F_{50}}{B_{50}} < 30; \\ 6 < \frac{F_{15}}{B_{15}} < 18, \end{aligned} \tag{9}$$

recomandîndu-se totodată ca materialele prea fine și cele mai mari de 65 mm să fie eliminate.

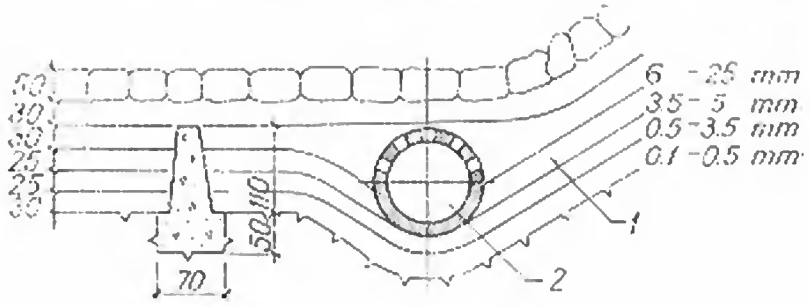


Fig. 6-32. Filtru tip Terzaghi la barajul de anrocamente Bou-Hanifia:
1 — straturi filtrante; *2* — conductă de drenaj.

Terzaghi recomandă relaţiile:

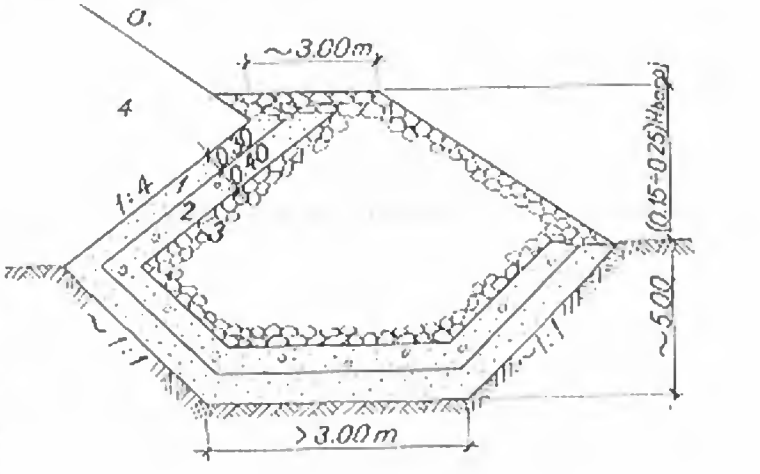
$$\frac{F_{15}}{B_{85}} < 4 \ldots 5 \quad \text{şi} \quad \frac{F_{15}}{B_{15}} > 4 \ldots 5. \tag{10}$$

Cînd stratul filtrant înconjoară un dren perforat se recomandă ca diametrul maxim al găurilor drenului să fie mai mic decît $F_{85}/2$.

Din condiţii constructive un strat filtrant trebuie să aibă grosimea de cel puţin 25 cm.

Filtrul se realizează obişnuit din straturi succesive, fiecare strat fiind determinat după recomandările de mai sus faţă de stratul anterior, care devine strat de bază. Astfel se reduce foarte mult grosimea necesară stratului filtrant. În figura 6-32 se arată un filtru de tip *Terzaghi*, realizat la barajul *Bou-Hanifia* din patru straturi succesive.

La baza taluzului aval al barajului filtrul se opreşte şi reazemă în general pe o prismă de drenaj din piatră. Această prismă asigură în condiţii bune evacuarea apelor infiltrate prin corpul barajului, fără ca stabilitatea taluzului aval să fie periclitată. Înălţimea optimă a prismei este de 15 ... 25% din înălţimea barajului, asigurînd astfel interceptarea liniei de infiltraţie (fig. 6-33, *a*). Dacă în apropierea bara-



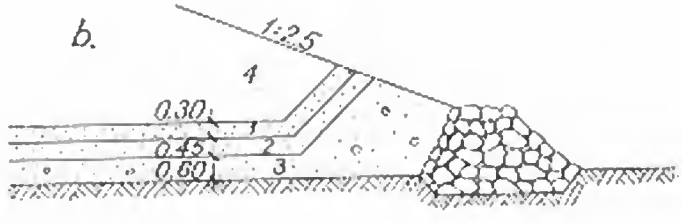


Fig. 6-33. Alcătuirea prismei de drenaj la piciorul aval al barajului:
a — cînd există piatră; *b* — cînd piatra este deficitară; *1* — nisip fin ($k = 750 \cdot 10^{-3}$ cm/s); *2* — nisip mare ($k = 1250 \cdot 10^{-3}$ cm/s); *3* — pietriş; *4* — corp baraj.

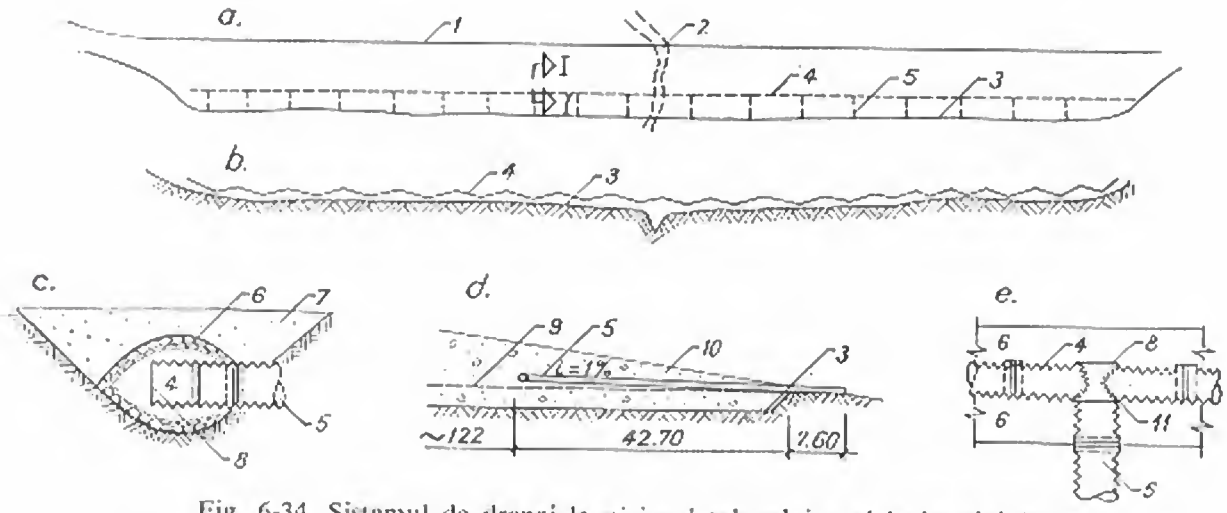


Fig. 6-34. Sistemul de drenaj la piciorul taluzului aval la barajul Serdis:

a — plan de situație ax — zona aval; *b* — secțiune longitudinală la piciorul aval; *c* — secțiune 1—1; *d* — profil tip; *e* — detaliu de îmbinare; *1* — ax baraj; *2* — rîu; *3* — picior taluz aval; *4* — tub metalic perforat ($D = 450$ mm); *5* — tub metalic ($D = 510$ mm); *6* — filtru de pietriș; *7* — umplutură corp baraj; *8* — flanșe; *9* — linia terenului natural; *10* — umplutură de nisip; *11* — rost.

jului nu există piatră, volumul prismei se poate micșora, prevăzînd straturi filtrante fie pe taluz, fie în corpul barajului, pentru a îndepărta linia de infiltrație de taluz (fig. 6-33, *b*).

Cînd cantitatea de apă care trebuie evacuată este mare, se impune colectarea și evacuarea ei cu ajutorul unor tuburi metalice. O asemenea soluție s-a adoptat la barajul *Serdis*, drenat cu tuburi la baza taluzului aval (fig. 6-34).

Dacă evacuarea liberă a apei în aval, prin gravitație, nu este posibilă, se pompează apa din puțuri amenajate în acest scop sau din galerii colectoare.

40. Racordarea barajului cu terenul de fundație și cu malurile

Această racordare are menirea să asigure un contact etanș între corpul barajului de pămînt și fundație, respectiv între el și maluri.

În acest scop, în mod obligatoriu se îndepărtează de pe toată ampriza barajului stratul de pămînt vegetal, străbătut de rădăcini și resturi vegetale, afînat și foarte permeabil, adîncimea acestui strat fiind de obicei de 0,30 ... 1,00 m.

Modul de racordare a părții etanșe a barajului cu stratul impermeabil al fundației s-a prezentat mai înainte.

Prelucrarea suprafeței de contact cu malurile se face sub formă de trepte înclinate, pentru ușurarea execuției. Trebuie acordată o mare atenție racordării elementului etanș din corpul barajului cu zona impermeabilă din mal, pentru a preveni infiltrațiile.

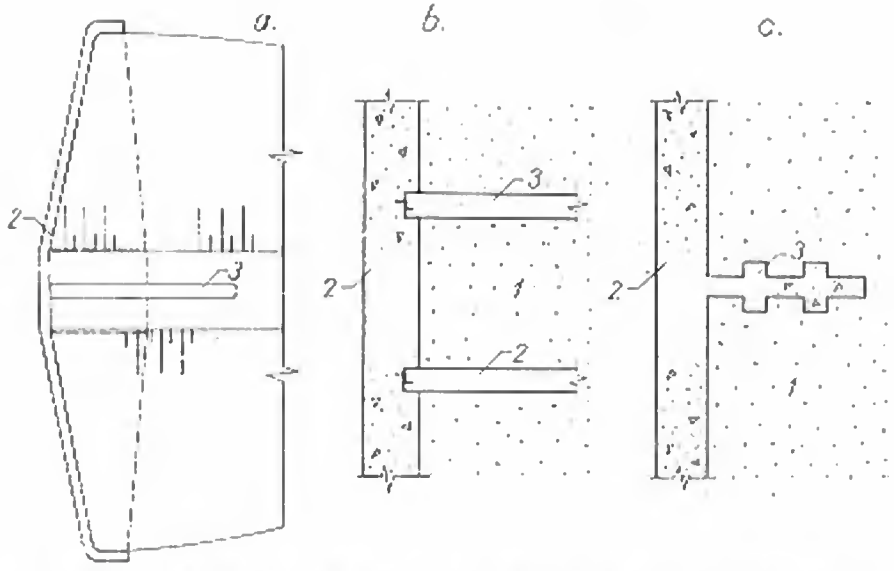


Fig. 6-35. Legătura barajelor de pămînt cu alte construcţii:
a — vedere în plan; *b*, *c* — secţiuni orizontale; *1* — corp baraj de pămînt; *2* — zid de sprijin; *3* — diafragme.

41. Racordarea barajului cu celelalte construcţii

Legăturile dintre barajul de pămînt cu celelalte construcţii reprezintă puncte slabe care favorizează infiltraţiile. De aceea la aceste racorduri se prevăd întotdeauna diafragme sau pereţi, care lungesc drumul apelor de infiltraţie. Aceşti pereţi se leagă de construcţia de beton fie monolit, fie cu ajutorul unui rost etanş, care asigură posibilitatea tasării independente a diferitelor părţi ale construcţiei (fig. 6-35).

Dacă barajul este prevăzut cu un ecran din materiale plastice se recomandă ca ecranul să fie transformat treptat înainte de racord în sîmbure, deoarece racordarea cu un ecran înclinat prezintă mai puţină siguranţă.

Zidurile elementului cu care se racordează barajul de pămînt se recomandă să fie înclinate (pantă 10: 1), pentru ca pămîntul de umplutură să fie presat pe suprafaţa zidurilor, obţinîndu-se un contact mai eficace.

§ 9. PROPRIETĂŢILE FIZICO-MECANICE ALE PĂMÎNTURILOR

42. Clasificarea pămînturilor

Pămîntul este un sistem dispers alcătuit din trei faze: solidă, lichidă şi gazoasă.

Faza solidă (scheletul pămîntului) este alcătuită din particule de diverse mărimi. Particulele de diametre apropiate formează fracţiuni granulometrice. Compoziţia granulometrică a unui pămînt se stabileşte determinînd greutatea fiecărei fracţiuni în procente faţă de greutatea totală în stare uscată a pămîntului respectiv.

Fracțiunile granulometrice se clasifică astfel [11], [12]:

argile	< 0.002	mm
praf (mil)	0.002 ... 0.02	
nisip fin (mărunt)	0.02 ... 0.20	
nisip mare	0.2 ... 2.0	
pietriș	> 2.0.	

Mai recent [13] s-a elaborat următoarea clasificare:

argile	< 0.005	mm
praf	0.005 ... 0.05	
nisip	0.05 ... 2	
pietriș	2 ... 20	
bolovăniș	20 ... 200	
bolovani	> 200.	

Pămînturile cu conținut mai mare de 10% fracțiuni de argilă se numesc argiloase și se clasifică conform tabelului 6-6.

Pămînturile nisipoase se clasifică conform tabelului 6-7.

TABELUL 6-6

Denumirea pămîntului \ Fracțiunea	Argilă %	Praf %	Nisip %
Argilă grasă	min 60	rest max. 40	
Argilă	30 ... 60	< argilă	< argilă
Argilă prăfoasă	30 ... 60	< argilă	< praf
Argilă nisipoasă	30 ... 50	< nisip	> argilă
Lut	20 ... 30	< nisip	> argilă
Praf argilos	10 ... 20	> nisip	< praf
Nisip argilos	10 ... 20	< nisip	> praf
Praf	10	> nisip	—

TABELUL 6-7

Denumirea pămîntului \ Fracțiunea (mm)	0,05 ... 0,25	0,25 ... 1	1 ... 2
Nisip fin	min 55%		
Nisip mijlociu		min 55%	
Nisip mare			min 55%

Pietrișurile și bolovănișurile se clasifică conform tabelului 6-8.

TABELUL 6-8

Fracțiunea (mm) / Denumirea pământului	< 2	2 ... 70	> 70
Pietriș și nisip	max 45%	max 55%	rest
Pietriș	max 25%	min 55%	rest
Bolovăniș	—	max 45%	min 55%

În figura 6-36 sînt trasate curbele granulometrice ale pămînturilor arătate mai sus.

Pentru caracterizarea pămînturilor după uniformitatea fracțiunilor granulometrice pe care le conțin, se folosește noțiunea de *coeficient de neuniformitate*

$$U_n = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \tag{11}$$

unde d_{60} și d_{10} (numit și diametru eficace) sînt diametrele particulelor de pămînt corespunzătoare procentelor ordonatelor de 60%, respectiv 10% din curba granulometrică a materialului.

După gradul de neuniformitate pămînturile se clasifică astfel:

cu granulozitate uniformă ..... $U_n \leq 5$;
cu granulozitate mijlocie ..... $5 < U_n \leq 15$;
cu granulozitate neuniformă ..... $U_n > 15$.

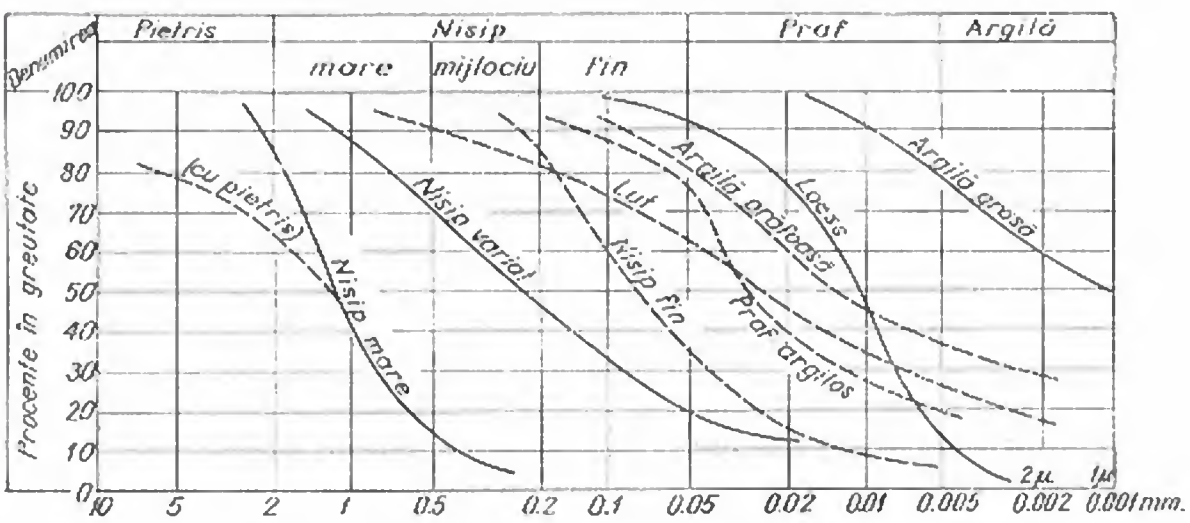


Fig. 6-36. Curbe granulometrice ale pămînturilor.

43. Caracteristicile de volum

Pentru definirea caracteristicilor de volum ale pămînturilor se prezintă în tabelul 6-9 notațiile folosite.

TABELUL 6-9

Faza	Volum	Greutate	Greutate unitară
Aer	V_a	—	—
Apă	V_w	G_w	$\gamma_w = 1$
Solid	V_s	G_s	γ_s
Amestecul celor trei faze	V	G	γ

Din tabelul 6-9 rezultă că:

$$V = V_a + V_w + V_s;$$

$$G = G_w + G_s; \tag{12}$$

$$\gamma_s = \frac{G_s}{V_s} \quad \text{și} \quad \gamma = \frac{G}{V} = \frac{G_w + G_s}{V_a + V_w + V_s},$$

unde γ_s se numește *greutate specifică* și γ *greutate volumetrică*.

Altă mărime caracteristică este *porozitatea* $n\% = \frac{V_w + V_a}{V} \cdot 100$, adică raportul dintre volumul golurilor și volumul total, exprimat procentual.

Indicele de porozitate e, sau *cifra porilor*, este raportul dintre volumul golurilor și volumul fazei solide:

$$e = \frac{V_w + V_a}{V_s} = \frac{nV}{(1-n)V} = \frac{n}{1-n}. \tag{13}$$

Raportul dintre greutatea apei din pori și greutatea părții solide se numește *umiditate w*:

$$w\% = \frac{G_w}{G_s} 100 = \frac{\frac{V_w}{V} V\gamma_w}{(1-n)V\gamma_s} 100 = \frac{n_{apă}\,\gamma_w}{(1-n)\,\gamma_s}. \tag{14}$$

Umiditatea maximă este umiditatea probei saturate cu apă:

$$w_{max}\% = \frac{nV\gamma_w}{(1-n)V\gamma_s} 100 = \frac{e\gamma_w}{\gamma_s} 100. \tag{15}$$

Gradul de umiditate S_r este raportul dintre umiditatea pământului în stare naturală şi umiditatea aceluiaşi pământ saturat. Funcţie de gradul de saturaţie cu apă pământurile se clasifică astfel:

— pământuri uscate ..... $0 < S_r \leqslant 0{,}4$
— pământuri umede ..... $0{,}4 < S_r \leqslant 0{,}8$
— pământuri foarte umede ..... $0{,}8 < S_r < 1$
— pământuri saturate ..... $S_r = 1$

Expresia greutăţilor volumetrice funcţie de caracteristicile de volum arătate este dată în tabelul 6-10 [4]:

TABELUL 6-10

Greutate volumetrică		Uscată	Umedă	Saturată	Submersată
Notaţie		γ_d	γ	γ_{sat}	γ'
Definiţie		$\frac{G_s}{V}$	$\frac{G}{V}$	$\frac{G + V_a}{V}$	$\frac{G_s - V_s}{V}$
Exprsie în funcţie de:	γ	$\frac{\gamma}{1+w}$	γ	$\frac{\gamma}{1+w}\frac{\gamma_s - 1}{\gamma_s} + 1$	$\frac{\gamma}{1+w}\frac{\gamma_s - 1}{\gamma_s}$
	γ_d		$\gamma_d(1+w)$	$\gamma_d \frac{\gamma_s - 1}{\gamma_s} + 1$	$\gamma_d \frac{\gamma_s - 1}{\gamma_s}$
	γ_{sat}	$(\gamma_{sat} - 1)\frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1}$	$(\gamma_{sat} - 1)\frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1}(1+w)$		$\gamma_{sat} - 1$
	n	$\gamma_s(1-n)$	$\gamma_s(1+w)(1-n)$	$(\gamma_s - 1)(1-n) + 1$	$(\gamma_s - 1)(1-n)$
	e	$\frac{\gamma_s}{(1+e)}$	$\gamma_s \frac{1+w}{1+e}$	$\frac{\gamma_s - 1}{1+e} + 1$	$\frac{\gamma_s - 1}{1+e}$

44. Îndesare, plasticitate, consistenţă

Pământurile necoezive se caracterizează prin aşezarea mai afînată sau mai îndesată a fazei solide. Se numeşte *grad de îndesare* I_D, raportul:

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}, \tag{16}$$

e fiind indicele de porozitate.

Funcţie de valoarea lui I_D pământurile necoezive se clasifică astfel:

afînate ..... $0 < I_D < 0{,}33$;
cu îndesare mijlocie..... $0{,}33 < I_D < 0{,}66$;
compacte .....$0{,}66 < I_D < 1$.

Pămînturile coezive se caracterizează prin plasticitate adică prin calitatea ca între anumite limite de umiditate să poată fi modelate și să păstreze orice formă fără a apare discontinuități [11]. Limitele de plasticitate definesc următoarele trei stări:

— limita superioară de plasticitate sau limita de curgere W_L — umiditatea la care argila trece din starea plastică în starea de curgere;

— limita inferioară de plasticitate sau limita de frămîntare W_P — umiditatea la care din argilă mai pot fi modelați cilindri de 3 mm diametru prin frecare în palmă;

— limita de contracție W_S — umiditatea la care prin uscare volumul probei rămîne constant.

Indice de plasticitate I_p se numește diferența $I_p = W_L - W_P$ și caracterizează pămînturile argiloase în ceea ce privește posibilitatea de absorbție a apei și de menținere a plasticității.

Funcție de I_p, pămînturile se clasifică astfel [13]:

neplastice	$I_p = 0$ nisip curat;
cu plasticitate redusă	$0 < I_p \leqslant 10$ nisip argilos;
cu plasticitate mijlocie	$10 < I_p \leqslant 20$ argilă nisipoasă;
cu plasticitate mare	$20 < I_p \leqslant 35$ argilă slabă;
cu plasticitate foarte mare	$35 < I_p$ argilă grasă.

Poziția relativă a valorii umidității naturale w față de limitele de plasticitate arată starea naturală în care se găsește pămîntul (starea de consistență).

Exprimarea valorică se face prin *indicele de consistență*:

$$I_c = \frac{W_L - w}{I_p}. \tag{17}$$

După indicele de consistență pămînturile se clasifică în:

curgătoare	$I_c \leqslant 0$
plastic curgătoare	$0 < I_c \leqslant 0.25$
plastic moi	$0.25 < I_c \leqslant 0.50$
plastic consistente	$0.50 < I_c \leqslant 0.75$
plastic vîrtoase	$0,75 < I_c \leqslant 1$
tari	$1 < I_c$

Pămînturile cu consistența $I_c < 0{,}50$ nu pot fi folosite ca terenuri obișnuite de fundație, iar pentru $I_c < 0{,}75$ fundația va avea tasări apreciabile.

45. Permeabilitate, capilaritate, pantă critică

Curgerea apei prin porii pămîntului este o curgere laminară și este definită de *legea lui Darcy*:

$$q = kiS, \tag{18}$$

unde

q — debitul de infiltrație;

k — coeficient de permeabilitate sau filtrație;

i — panta hidraulică $\frac{h}{l} = \frac{\text{(diferența de nivel)}}{\text{(lungimea drumului apei)}}$;

S — secțiunea de curgere.

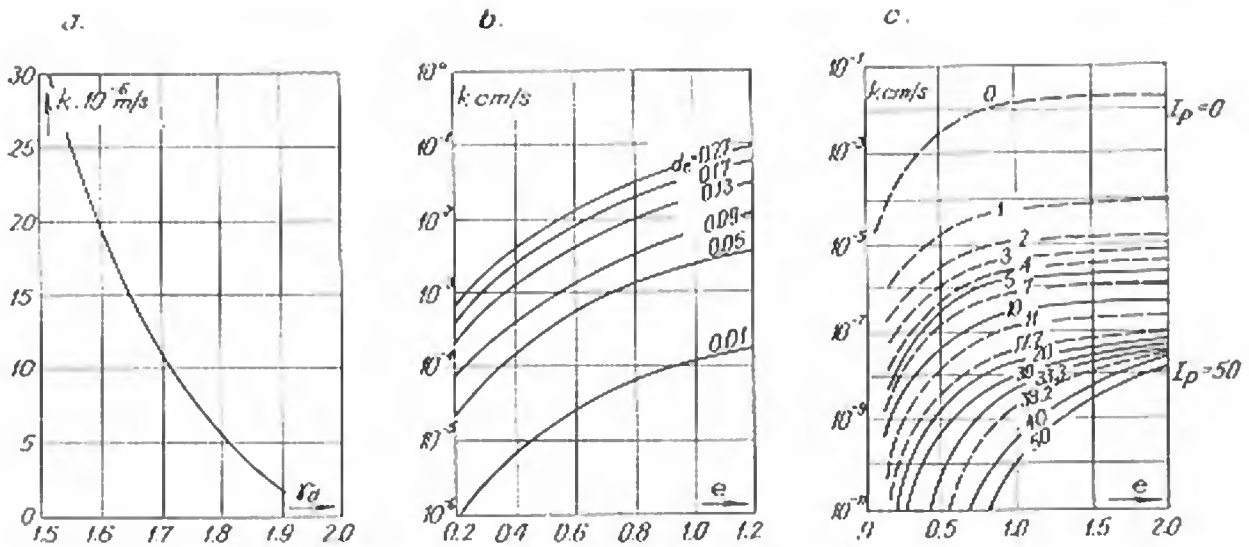


Fig. 6-37. Variația coeficientului de permeabilitate k funcție de:
a — greutatea volumetrică uscată; *b* — indicele de porozitate și diametrul eficace; *c* — indicele de porozitate și indicele de plasticitate.

În cazul pămînturilor argiloase, pentru ca curgerea să se producă, trebuie depășit un gradient inițial minim i_o, astfel încît *legea lui Darcy* devine:

$$q = k(i - i_o)\,S. \tag{19}$$

Coeficientul de permeabilitate k este o constantă a pămîntului pentru anumite limite ale pantei hidraulice și dimensional este o viteză. Coeficientul k depinde de numeroși factori: dimensiunea, forma și granulozitatea particulelor de pămînt, porozitatea, temperatura, natura mineralogică, prezența materiilor organice și coloidale etc. În figura 6-37 se prezintă variația lui k cu diferiți factori.

Valorile medii ale coeficientului de permeabilitate k(cm/s) pentru diverse pămînturi sînt date în tabelul 6-11 [10].

TABELUL 6-11

Pămîntul	k (cm/s)
argilă	10^{-7}
argilă nisipoasă	$10^{-7} \dots 10^{-5}$
nisip argilos	$10^{-5} \dots 10^{-3}$
terenuri nămoloase	$10^{-5} \dots 10^{-3}$
terenuri cu turbă	$10^{-4} \dots 10^{-3}$
nisip fin	$10^{-4} \dots 10^{-3}$
nisip mediu	$10^{-3} \dots 10^{-2}$
nisip mare	$10^{-2} \dots 10^{-1}$
pietriș și prundiș	$10^{-1} \dots 10$

Dacă stratul de pământ de grosime d este format din mai multe straturi de grosimi $d_1, d_2, d_3 \dots d_n$ cu permeabilități diferite $k_1, k_2, k_3 \dots k_n$, *Terzaghi* recomandă următoarele formule pentru calculul coeficientului de permeabilitate mediu:

$$k \text{ (în direcția straturilor)} = \frac{k_1 d_1 + k_2 d_2 + \dots + k_n d_n}{d}; \tag{20}$$

$$k \text{ (în direcția perpendicular pe straturi)} = \frac{d}{\frac{d_1}{k_1} + \frac{d_2}{k_2} + \dots + \frac{d_n}{k_n}}.$$

Fenomenul de *capilaritate* are loc în pământuri cu granule fine datorită porilor care formează vase capilare în care apa se ridică peste nivelul suprafeței de depresiune. Înălțimea de ridicare a apei variază cu diametrul porilor, temperatura și natura mineralogică a fazei solide, fiind de circa 5 ... 15 cm, în cazul pământurilor nisipoase și de 0,5 ... 1,5 m, în cazul pământurilor argiloase.

Panta critică este panta la care, în momentul ieșirii apei din teren, greutatea proprie a pământului $(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)$ și forța de presiune a curentului pe unitatea de volum $i\,\gamma_w$ sînt egale, adică pământul se găsește în echilibru indiferent:

$$(1-n)(\gamma_s - \gamma_w) - i\gamma_w = 0;$$
$$i = i_{critic} = \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w}. \tag{21}$$

46. Compresibilitate, consolidare

Pământul se tasează, micșorîndu-și volumul porilor sub acțiunea sarcinilor exterioare. De aceea, curbele de compresiune se trasează funcție de presiunea aplicată p și indicele porilor e.

În figura 6-38, *a* se arată comportarea unei probe de pământ la încărcare (curba *1*), descărcare (curba *2*) și reîncărcare (curba *3*).

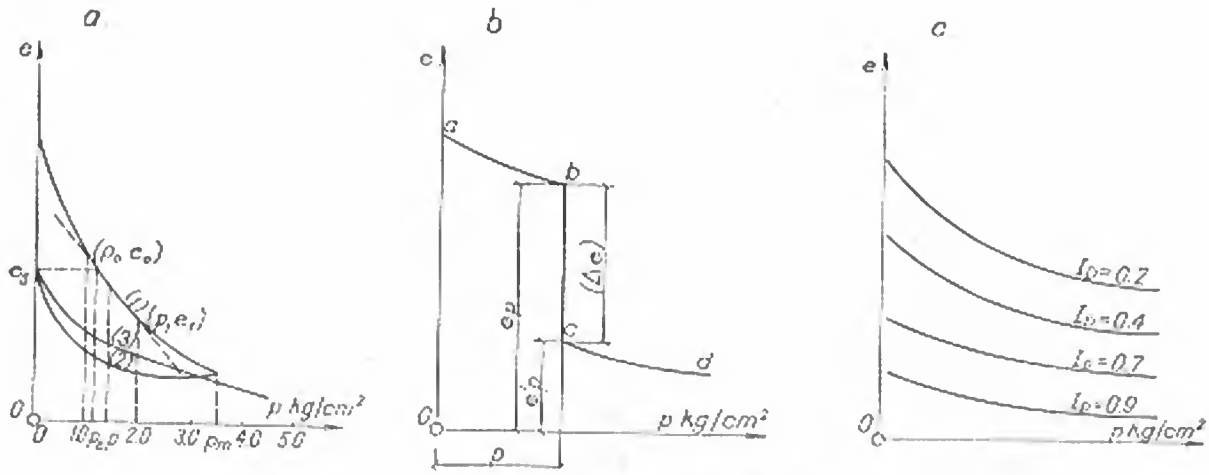


Fig. 6-38. Curbe de tasare:
a — argile; *b* — loessuri; *c* — nisipuri.

Rezultă că un pămînt odată încărcat nu mai revine la starea inițială, rămînînd cu o deformație remanentă. La nisipuri în timpul descărcării nu mai are loc umflarea probei, de aceea ele se consideră cu schelet rigid. Argilele se comportă conform curbelor din figură, avînd un schelet parțial elastic.

La pămînturile macroporice (loessuri) (fig. 6-38, *b*) prin înecare cu apă macroporii se distrug, rezultînd o cădere a curbei, după care pămîntul se comportă ca un pămînt obișnuit.

În figura 6-38, *c* se arată curbele de compresiune pentru nisipuri funcție și de gradul lor de îndesare.

Curba (1) figura 6-38, *a* s-a asimilat cu o funcție logaritmică

$$e = e_0 - C_c \log p, \tag{22}$$

unde:

e_0 — indicele porilor pentru $p = 1$ kg/cm²;
C_c — indicele de compresiune și are expresia:

$$C_c = e_{(p=2{,}72\text{kg/cm}^2)} - e_{(p=1\text{kg/cm}^2)}. \tag{23}$$

Dacă presiunile p se scriu la scară logaritmică, curba (1) se definește prin dreapta de înclinare

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{e_0 - e_1}{p_1 - p_0} = -a_v. \tag{24}$$

Valorea a_v este *coeficientul de compresibilitate*, în cm²/kg.

Coeficienții C_c și a_v sînt caracteristici pentru un pămînt. Funcție de coeficientul de compresibilitate a_v, pămînturile se clasifică în:

puțin compresibile	$a_v \approx 0.001$ cm²/kg;
compresibile	$a_v \approx 0.01$ cm²/kg;
foarte compresibile	$a_v \approx 0.1$ cm²/kg.

Tasarea specifică ΔH din curba de compresiune se determină în baza relației $\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e}$.

Pentru înscrierea valorilor în curbele de compresiune trebuie ca în timpul probelor să se aștepte pînă ce deformația se stabilizează. În figura 6-39 se arată variația

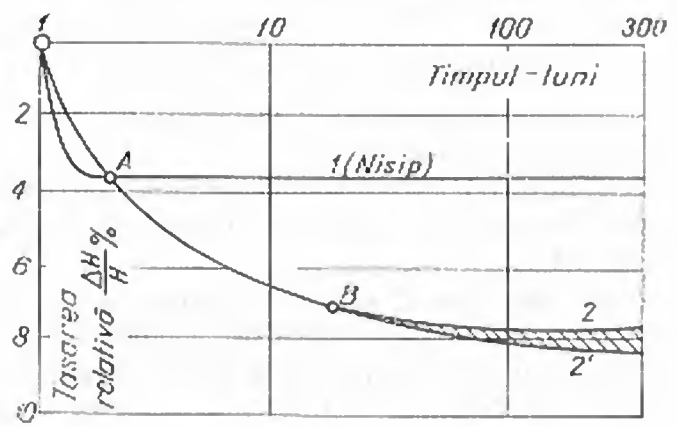


Fig. 6-39. Curbe de tasare în timp: *1* — nisip; *2* — argilă; *B2* — probă nedrenată; *B2'* — probă drenată.

tasării în timp. La pămînturile permeabile (nisip) acest proces durează cîteva minute. În cazul pămînturilor puțin permeabile (argile) stabilizarea durează timp îndelungat. Acest proces se numește *consolidare.*

47. Rezistența la forfecare

Ruperea unei mase de pămînt se produce datorită depășirii rezistenței la forfecare (tăiere) a pămîntului pe suprafețele de alunecare. *Rezistența la forfecare* a pămîntului τ_f, este efortul unitar maxim care se dezvoltă într-o secțiune a pămîntului în momentul ruperii prin forfecare și se exprimă prin relația:

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \Phi, \tag{25}$$

unde:

σ — efort unitar normal pe secțiunea considerată, în momentul ruperii;

c, Φ — parametrii rezistenței la tăiere, care sînt funcție de condițiile de încercare (c — coeziunea pămîntului, Φ — unghiul de frecare interioară a pămîntului sau unghiul de tăiere).

Rezistența la forfecare a pămîntului se poate exprima în funcție de efortul unitar normal efectiv σ' sau în funcție de efortul unitar normal total σ, conform relațiilor:

$$\begin{aligned} \tau_f &= c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \Phi' = c' + \sigma' \operatorname{tg} \Phi'; \\ \tau_f &= c_u + \sigma \operatorname{tg} \Phi_u, \end{aligned} \tag{26}$$

unde:

u — presiunea apei din porii pămîntului;

c', Φ — coeziunea efectivă și respectiv unghiul de frecare interioară efectiv, sau unghiul de tăiere efectiv;

c_u, Φ_u — coeziunea aparentă și respectiv unghiul de frecare interioară aparent sau unghiul de tăiere interioară aparent.

Determinarea rezistenței la tăiere a pămînturilor se face în trei cazuri:

— fără consolidarea probei și rupere rapidă;

— cu consolidare și rupere rapidă;

— cu consolidare și rupere lentă.

Pentru determinare se folosește fie aparatul de tăiere directă, fie aparatul de compresiune triaxială.

Parametrii c și Φ se determină în laborator sau prin încercări efectuate pe teren. În lipsa unor încercări directe se pot utiliza, în mod orientativ, valorile din tabelul 6-12.

În tabelul 6-12 valorile coeziunii efective c sînt exprimate în kg/cm^2. Valorile pentru pămînturi necoezive sînt valabile cînd acestea conțin maximum 5% materii organice și sînt independente de umiditate. Valorile pentru pămînturi coezive sînt valabile pentru cele cu $I_c \geqslant 0{,}5$, $S_r \geqslant 0{,}8$ și maximum 5% materii organice.

TABELUL 6-12

Denumirea pământurilor		Indicele porilor e											
		0,41 ... 0,50		0,51 ... 0,60		0,61 ... 0,70		0,71 ... 0,80		0,81 ... 0,95		0,96 ... 1,1	
		φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'
Pământuri necoezive	Nisipuri cu pietriș și nisipuri mari	43°	0	40°	0	38°	0	—	—	—	—	—	—
	Nisipuri mijlocii	40°	0	38°	0	35°	0	—	—	—	—	—	—
	Nisipuri fine	38°	0	36°	0	32°	0	28°	0	—	—	—	—
	Nisipuri prăfoase	36°	0	34°	0	30°	0	26°	0	—	—	—	—
Pământuri coezive având valoarea limitei inferioare de plasticitate W_p %	9.5 ... 12.4	25°	0.12	24°	0,08	23°	0.06	—	—	—	—	—	—
	12.5 ... 15.4	24°	0.42	23°	0.21	22°	0.14	21°	0.07	—	—	—	—
	15.5 ... 18.4	—	—	22°	0.50	21°	0.25	20°	0,19	19°	0,11	18°	0.08
	18.5 ... 22.4	—	—	—	—	20°	0.68	19°	0.34	18°	0.28	17°	0.19
	22.5 ... 26.4	—	—	—	—	—	—	18°	0.82	17°	0.41	16°	0.36
	26.5 ... 28.4	—	—	—	—	—	—	—	—	16°	0.94	15°	0.47

§ 10. PRESIUNEA APEI DIN PORI ȘI CONSOLIDAREA

48. Definirea presiunii apei din pori

Așa cum s-a arătat, un masiv de pămînt este un sistem trifazic, alcătuit din particule solide, apă și aer. Dacă un masiv de pămînt este încărcat fie de o sarcină exterioară, așa cum este cazul la așezarea unei construcții oarecare pe un teren de fundație, sau este încărcat succesiv de greutatea straturilor de deasupra, cum este cazul unui baraj care se înalță, eforturile care se nasc în jurul oricărui punct al acestui masiv se transmit atît părții solide, dînd naștere la o *presiune efectivă* ($\sigma_{efectiv}$) cît și fazei lichide, ducînd la o *presiune a apei din porii masivului u*:

$$\sigma_{total} = \sigma_{efectiv} + u. \tag{27}$$

Starea de efort în jurul acestui punct din masiv producînd deformații elastice și plastice, poate duce la pierderea stabilității. Acest fenomen are loc atunci cînd rezistența la tăiere atinge o anumită stare limită, exprimată printr-o relație $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$, care în mod simplificat poate fi redusă la relația $\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \Phi + c$.

Se consideră (fig. 6-40) o stare de efort într-un punct dintr-un masiv σ_1 și $\sigma_3 = \xi \sigma_1$, eforturi reprezentate prin cercul lui *Mohr*. Se presupune o drenare absolut liberă a probei și o mărire a presiunii verticale $\sigma_1' = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Ca urmare presiunea laterală crește și ea $\sigma_3' = \xi(\sigma_1 + \Delta\sigma_1)$, iar cercul de eforturi, după cum se observă din figură, rămîne sub curba intrinsecă a materialului, deci masivul este stabil.

Dacă se presupune că drenarea este împiedicată și creșterea presiunii totale de la σ_1 la $\sigma_1' = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$, surplusul de eforturi va fi preluat numai de apă. Atunci efortul efectiv vertical σ_1 rămîne neschimbat, iar efortul efectiv lateral va fi micșorat cu creșterea de presiune a apei din pori $\sigma_3'' = \sigma_3 - \Delta\sigma_1$. Trasînd cercul de eforturi respectiv, se observă că acesta depășește linia intrinsecă a materialului, ceea ce înseamnă că masivul, sub influența suplimentului de efort, și-a pierdut stabilitatea.

Astfel se explică dece la materiale puțin permeabile, la care volumul de apă nu se poate micșora în același ritm în care cresc încărcările, presiunea apei din pori crește foarte mult, producîndu-se surpări de taluzuri. Fenomenul apare în special la înălțarea barajelor de pămînt, la prima umplere sau la golirea rapidă

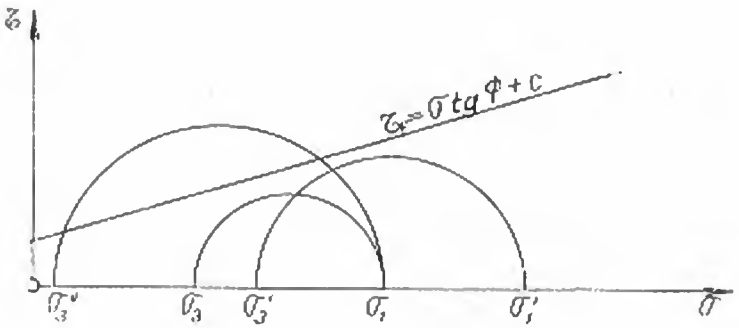


Fig. 6-40. Ruperea unui material datorită presiunii apei din pori.

a lacului. În figura 6-41 se arată influenţa defavorabilă pe care o are creşterea presiunii apei din pori în raport cu greutatea proprie în ce priveşte stabilitatea masivului.

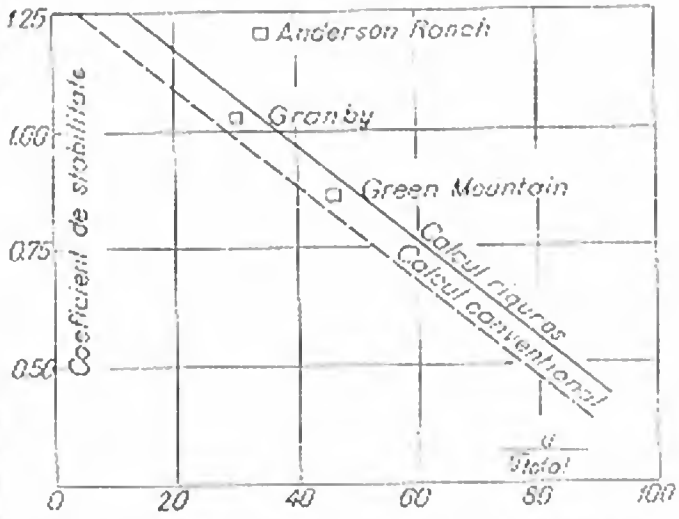


Fig. 6-41. Variaţia coeficientului de stabilitate cu mărimea relativă a presiunii apei din pori.

49. Evaluarea presiunii apei din pori

Este evident că cu cît porii unui masiv de pămînt puţin permeabil sînt mai plini cu apă, cu atît creşterea presiunii totale este preluată în proporţie mai mare de apă. Pentru cazul limită — teren impermeabil saturat cu apă — toată suprasarcina este preluată de apa din porii masivului.

Skempton a propus o expresie generală pentru presiunea apei din pori. Dacă prin încărcarea succesivă a unui masiv cu greutatea straturilor de deasupra se obţine o mărire a presiunii verticale $\Delta\sigma_1$ şi o mărire a presiunii laterale corespunzătoare cu $\Delta\sigma_3 = \xi\Delta\sigma_1$, partea care este preluată de apă, deci Δu, se poate scrie sub forma:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)], \tag{28}$$

expresie care se poate exprima şi sub forma:

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = B\left[1 - (1 - A)\left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1}\right)\right] = \overline{B}, \tag{29}$$

unde A şi B sînt nişte coeficienţi determinaţi experimental.

În figura 6-42, curba I reprezintă o curbă de tasare în condiţiile unui drenaj liber şi prezintă deci relaţia între tasare şi presiunea efectivă. Curba III este curba de tasare a aceluiaşi material, în condiţiile împiedicării drenajului şi prezintă relaţia între tasare şi presiunea totală σ. Curba II aparţine presiunii apei din pori, care apare în cazul curbei III şi care se determină pe baza relaţiei tensoriale între presiunea efectivă ($\Delta\sigma_{ef}$), presiunea apei din pori (Δu) şi presiunea totală ($\Delta\sigma$). De exemplu:

$$(\Delta\sigma)_{01} - (\Delta\sigma_{ef})_{01} = (\Delta u)_{01}.$$

Apa din pori este treptat expulzată în timp, datorită presiunii exterioare. Pe măsura expulzării apei şi scăderii presiunii apei din pori, încărcarea totală este preluată de faza solidă a materialului. Acesta este

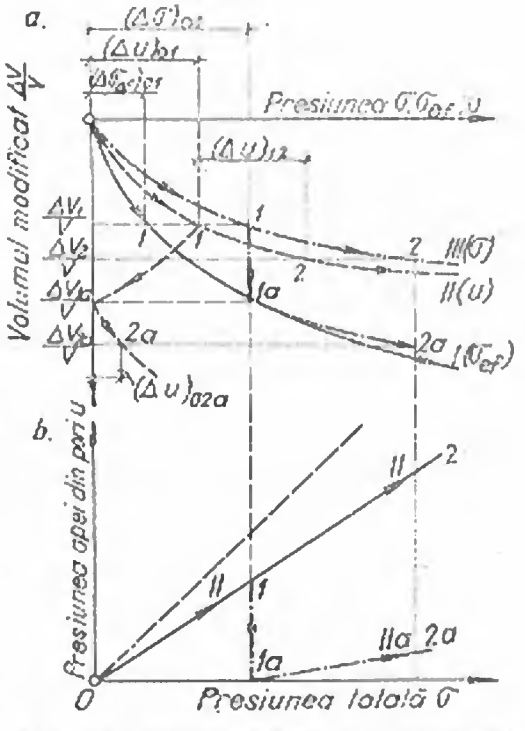


Fig. 6-42. Presiunea apei din pori funcţie de încărcarea totală şi de consolidare: *a* — curbe de presiune — deformaţie; *b* — relaţia dintre presiunea totală şi presiunea apei din pori.

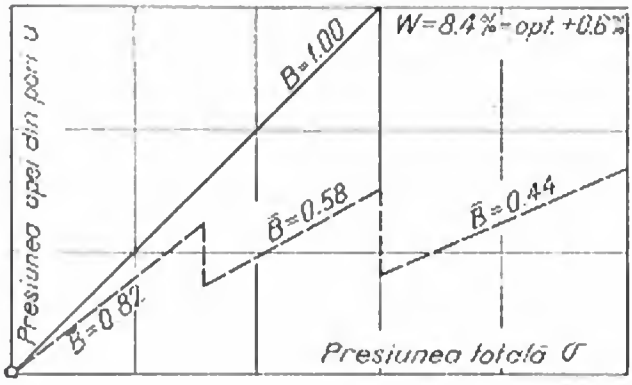


Fig. 6-43. Variația coeficientului $\overline{B}$ la barajul Daer:

procesul de consolidare. În figura 6-42, *a*, procesul de consolidare începe în punctul *1* pe curba III și se încheie în punctul 1*a* pe curba I, în timp ce presiunea apei din pori descrește pînă la zero. Reluînd creșterea sarcinii, curba de tasare continuă pe ramura *1a*, 2*a*. În figura 6-42, *b* se prezintă relația între presiunea apei din pori și presiunea totală. În aceste coordonate curba II este aproximativ o dreaptă cu o înclinare apropiată de 45°. După întreruperea lucrării și consolidarea materialului, la reluarea lucrului presiunea apei din pori crește conform curbei II *a*. Tangenta acestor segmente de dreaptă reprezintă chiar coeficientul $\overline{B}$ din formula lui *Skempton*:

$$\overline{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}. \tag{30}$$

În figura 6-43 se arată valorile lui $\overline{B}$ la barajul *Daer*, remarcîndu-se influența favorabilă a întreruperilor de lucru și a drenării chiar parțiale a materialului (de exemplu, întreruperile în timpul iernii).

Practic gradul de umiditate rămîne totdeauna subunitar ($S_r = 0{,}80 \ldots 0{,}95$), influențînd asupra rezultatului măsurătorii presiunii apei din pori. În aerul din pori presiunea este mai mare decît în apă, deoarece intervine efectul tensiunii superficiale la meniscul interior al bulelor de aer (dar numai la presiuni exterioare mici) (fig. 6-44, *a*) [14]. Diferența între presiunea din aerul din pori σ_a și din apa din pori u depinde de natura pămîntului și umiditatea de compactare (fig. 6-44, *b*).

50. Calculul practic al presiunii apei din pori

Pentru calculul presiunii apei din pori în cazul pămînturilor nesaturate cu apă (cazul real al pămîntului ca material de construcție), se prezintă două metode de calcul, folosite în S.U.A.

În figura 6-45 se prezintă schema de calcul în metoda *Proctor* [4] care, funcție de greutatea straturilor următoare de rambleu ce urmează să fie aplicate, permite determinarea caracteristicilor inițiale de umiditate și greutate volumetrică uscată a masivului într-un punct, pentru a evita apariția presiunii apei din pori. Sînt cunoscute curba standard de compactare *D*, curba de saturație *S*, iar rezistențele necesare la tăiere pentru

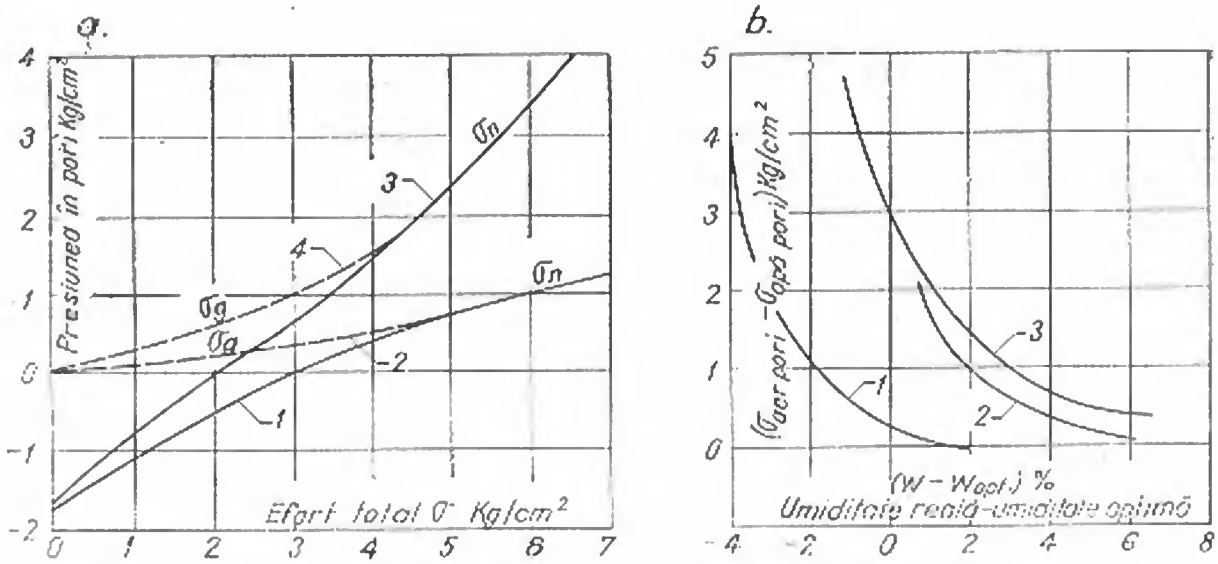


Fig. 6-44. Variația presiunii apei din pori u și a presiunii aerului din pori σ_g:
a — funcție de efortul total σ la barajele: *1*, *2* — Selset; *3*, *4* — Mangla; *b* — funcție de $(w - w_{opt(\%)})$ % la barajele: *1* — Talybont; *2* — Selset; *3* — Mangla.

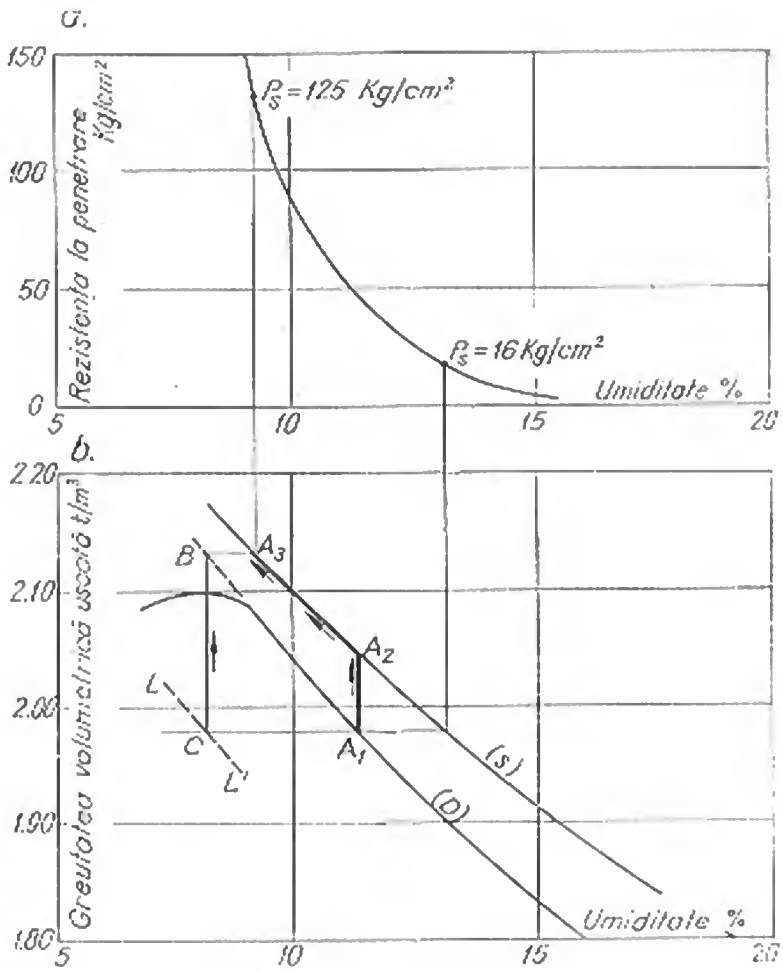


Fig. 6-45. Metoda Proctor pentru determinarea presiunii apei din pori:
a — curba rezistenței la penetrare funcție de umiditate; *b* — curbe de compactare caracteristice.

stabilitatea la alunecare se exprimă prin curba rezistențelor la penetrare a pămîntului saturat. De exemplu, un punct din masiv, care după compactare se află în A_1 și care după aplicarea sarcinilor din greutatea straturilor superioare și încheierea consolidării trebuie să ajungă în A_3, este în situația ca din A_2 parte din sarcina exterioară să fie preluată prin intrarea sub presiune a apei din pori. Aceasta deoarece consolidarea la materialele puțin permeabile reprezintă un proces mult mai lent decît creșterea încărcărilor. Pentru a evita această situație este necesar ca după compactare acest punct să se găsească în C (fig. 6-45) sau în stînga curbei limită $L—L'$.

Normele elaborate de USBR admit că apa din pori preia chiar și în stare nesaturată o parte din presiunea totală, ipoteză confirmată practic. Se determină (fig. 6-46) curba de compactare standard, iar pentru puncte de pe curbă cu umidități inițiale mai mici decît cea optimă, se determină pentru diferite încărcări, identice cu cele care vor apare real în masiv, curbele de tasare finală, în condițiile drenajului liber (curbele 2). Pentru aceleași încărcări se determină curbele de tasare în stare de completă saturație a probei și cu drenaj liber (curbele 2'). Intersecția curbelor 2, 2' reprezintă umiditatea inițială maximă a punctelor din masiv considerate astfel ca, supuse supraîncărcărilor, să nu apară presiunea apei din pori (linie groasă). În practică se admite ca o parte din presiunea totală să fie preluată de presiunea apei

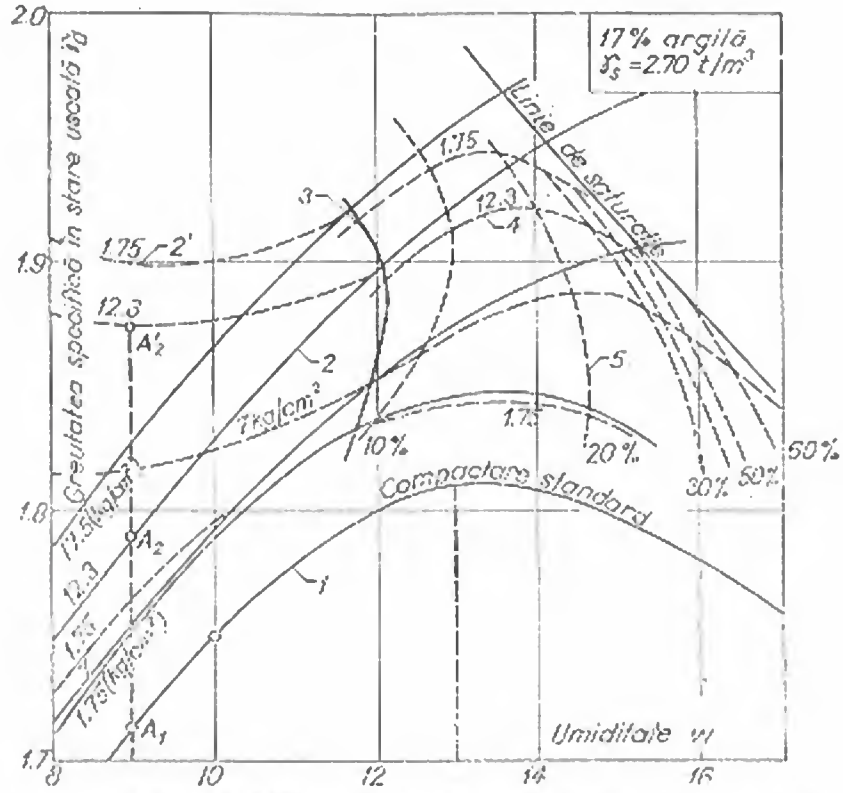


Fig. 6-46. Metoda USBR pentru calculul presiunii apei din pori:
1 — curbă de compactare standard; *2* — curbe de tasare înainte de saturare cu drenaj; *2'* — după saturare, cu drenaj; *3* — linie limită inferioară; *4* — curbe de tasare fără drenaj; *5* — linie limită superioară.

din pori. În acest scop, pentru calcularea presiunii apei din pori se foloseşte legea *Boyle-Mariotte*:

$$\frac{p - p_a}{p_a} = \frac{\Delta V}{V_g (1 - S_0 + HS_0) - \Delta V}, \tag{31}$$

în care:

p_a — presiunea atmosferică;
$p\text{-}p_a$ — mărimea presiunii aerului din pori egală cu presiunea apei din pori u;
V_g — volumul de goluri iniţial al probei;
S_0 — gradul de saturaţie cu apă iniţial;
$H = 0{,}02$ coeficientul lui *Henry* pentru aerul oclus în apă;
ΔV — modificarea de volum ce corespunde momentului cînd presiunea aerului devine egală cu a apei din pori.

Se determină curbele de tasare *4*, în condiţiile drenării împiedicate, pentru aceleaşi încărcări admise la determinarea curbelor *2*, *2'*. Unind pe aceste curbe punctele care corespund aceloraşi valori $m\%$ (procente din presiunea totală preluată de apa din pori), se poate determina umiditatea iniţială maximă ce se poate admite din condiţia de a nu depăşi în timpul construcţiei $u \leqslant m\ \sigma_{total}$.

Pentru aplicarea practică a metodei se folosesc curbele din figura 6-47 care sînt direct utilizabile pe şantier funcţie de rezultatele măsurătorilor rezistenţei la penetrare.

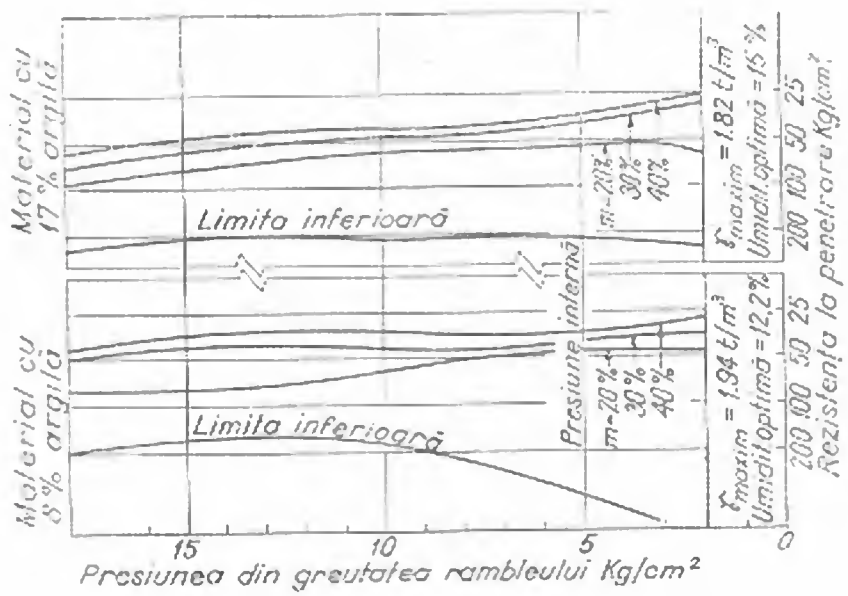


Fig. 6-47. Diagrame practice de lucru cu metoda USBR.

51. Calculul procesului de consolidare

Pentru pămînturi saturate cu apă sînt dezvoltate diferite metode de calcul care determină repartizarea presiunilor efective și neutre în corpul unui baraj. În cele ce urmează se prezintă teoria lui *V. Florin* [15], utilizată în U.R.S.S.

Se consideră procesul de consolidare drept o problemă plană. În timpul construcției unui baraj încărcarea crește în mod continuu și aceasta duce la o variație continuă a eforturilor într-un punct oarecare din masiv. Pe măsura drenării apei din pori, drenare direct legată de permeabilitatea pămîntului, deci de viteza de curgere a apei, se produce o variație continuă a distribuției presiunilor efective și a celor neutre.

Se consideră ecuația diferențială a consolidării:

$$\frac{\partial H}{\partial t} - \frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial \theta^*}{\partial t} = \frac{(1-e_m)}{\gamma_w c_v}\,\text{div k grad } H, \tag{32}$$

unde

$H = \frac{p}{\gamma_w} + z$ înălțimea piezometrică a apei;
γ_w — greutatea volumetrică a apei;
$\theta^* = X_x^* + Y_z^*$ suma eforturilor principale efective din masiv;
p^* — suma eforturilor neutrale;
e_m — porozitatea medie;
k — coeficient de permeabilitate;
c_v — coeficient de compresibilitate.

Cunoscînd gradul de creștere al sarcinii totale cu timpul $\theta^* = f(t)$ și presupunînd un pămînt idealizat după modelul preconizat de *Gherseranov*, se ajunge la expresia care determină în fiecare punct presiunea apei din pori în timpul procesului de consolidare.

Adăugînd la această presiune, presiunea apei, așa cum rezultă din construirea liniilor de curent și echipotențiale, se obțin valorile presiunii apei din pori care trebuie introduse în calculele de stabilitate.

Se fac următoarele ipoteze:

— masa de pămînt idealizată conform teoriei lui *Gherseranov* presupune că în fiecare punct suma celor două eforturi principale $\theta^* = 2\gamma'$, unde γ' este greutatea volumetrică submersată; se consideră deci coeficientul de presiune laterală $\xi = 1$;

— se folosește o rețea pătratică, care aproximează conturul construcției.

Construcția care se ridică se împarte în n straturi orizontale de grosime Δh, numărul n alegîndu-se 8 ... 10. Stabilind grosimea stratului de calcul, se trasează o rețea oarecare pătrată, astfel încît să se înscrie cît mai aproape de conturul construcției.

Calculul se conduce după formula:

$$H_{i-1,\,j,\,k} = \frac{1}{2\gamma_w}\Delta\theta^*_{i+1,\,j,\,i,\,k} + \frac{1}{4}H_{i,\,j,\,k}. \tag{33}$$

Mărimea intervalului de timp se stabilește după relația:

$$\frac{k(1+e_m)}{\gamma_w c_v}\,\frac{\Delta t}{\Delta h^2} = \frac{1}{4}. \tag{34}$$

Calculul începe în ipoteza că s-a executat primul strat al construcției. Mărimea presiunii apei din pori la suprafața orizontală superioară a stratului și în sectorul

mărginit de conturul fictiv sînt nule. În nodurile dispuse pe faţa inferioară a construcţiei, dacă ele sînt mărginite de domenii perfect permeabile, sau dacă prin execuţie, la bază s-au aşezat straturi permeabile (drenuri), valorile presiunii apei din pori de asemenea sînt nule. În nodurile fundaţiei, pe partea impermeabilă a conturului, determinarea presiunii apei din pori se face cu expresia (33). În ipotezele admise, termenul care condiţionează mărimea presiunii apei din pori devine:

$$\frac{1}{2\gamma_w}\Delta\theta^{*}_{i+1,\,t,\,s,\,k} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}\Delta h. \qquad (35)$$

Determinarea mărimii presiunii apei din pori pentru următoarele intervale de timp, în concordanţă cu expresia (34) corespunde uneia sau mai multor operaţii de compensare.

După executarea celui de al doilea strat, condiţiile de margine la suprafaţa orizontală superioară a masivului şi la marginea conturului fictiv rămîn aceleaşi. Ca o consecinţă a acestui lucru, în toate nodurile ce limitează stratul al doilea presiunea apei din pori se determină cu formula (35).

Dacă se notează cu T termenul complet de ridicare a construcţiei şi perioada la care se face o compensare $T_c = n\Delta t$, rezultă că în timpul construcţiei masivului sînt necesare $\frac{T}{T_c}$ compensări.

În figura 6-48 se prezintă rezultatele unui calcul de consolidare pentru nucleul barajului B. S-au considerat următoarele date de bază:

— înălţimea totală a barajului $H = 14$ m;

— numărul straturilor de calcul 5;

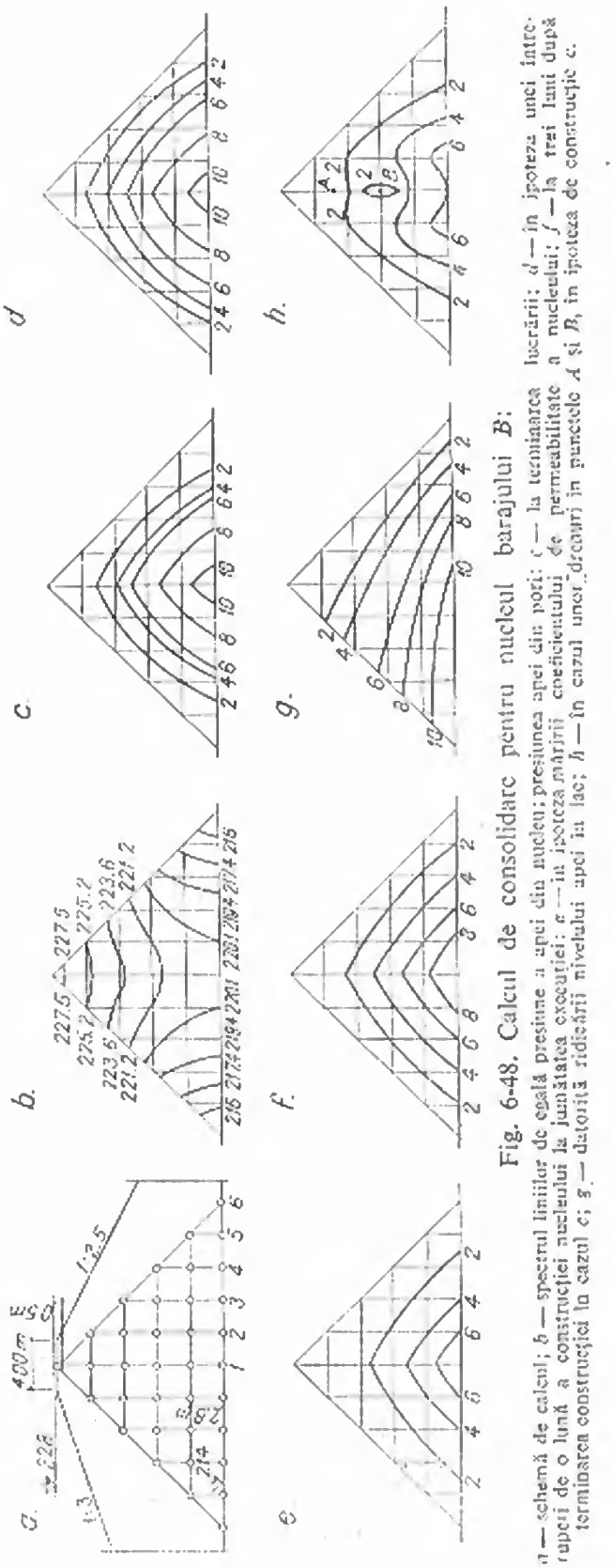


Fig. 6-48. Calculul de consolidare pentru nucleul barajului B:

a — schemă de calcul; *b* — spectrul liniilor de egală presiune a apei din nucleu; presiunea apei din pori: *c* — la terminarea lucrării; *d* — în ipoteza unei întreruperi de o lună a construcţiei nucleului la jumătatea execuţiei; *e* — în ipoteza măririi coeficientului de permeabilitate a nucleului; *f* — la trei luni după terminarea construcţiei în cazul *c*; *g* — datorită ridicării nivelului apei în lac; *h* — în cazul unor drenuri în punctele *A* şi *B*, în ipoteza de construcţie *c*.

— termenul de ridicare al barajului 3,2 luni, cu viteză de ridicare constantă;

— coeficientul de permeabilitate $k = 10^{-6}$ cm/s;

— coeficientul de compresibilitate $c_v = 0{,}02$ cm²/kg;

— coeficientul mediu de porozitate $e_{mediu} = 0{,}65$;

— greutatea volumetrică a nucleului saturat cu apă $\gamma_{sat} = 2$ t/m³;

— greutatea volumetrică a pământului din prisme $\gamma_a = 1{,}9$ t/m³;

— intervalul de timp, conform relației (34):

$$\frac{k(1+e_m)}{\gamma_w c_v}\frac{\Delta t}{\Delta h^2} = \frac{1}{4} \rightarrow \Delta t = 0{,}091 \text{ luni};$$

— termenul de calcul pentru o compensare:

$$T_c = 0{,}091 \cdot 5 = 0{,}455 \text{ luni};$$

— numărul de compensări $\frac{3{,}2}{0{,}455} = 7{,}05 \approx 7$;

— termenul de ridicare al barajului luat în calcul $T = 0{,}091 \cdot 5{,}7 = 3{,}19$ luni;

— mărimea presiunii apei din pori prin ridicarea fiecărui strat nou:

$$\frac{1}{2\gamma_w}\Delta\theta^{-}_{(1),\,i,\,i,\,k} = 2{,}8 \text{ t/m}^2.$$

Din analiza figurilor se observă că, deși barajul are înălțime mică, datorită termenului rapid de ridicare a construcției, pământul din nucleu nu are timpul necesar să se consolideze și presiunile apei din pori ajung la valori apreciabile (10 t/m²).

În figura 6-48, *g* se arată presiunea apei din pori la prima umplere (la presiunea apei din pori existentă se adaugă presiunea hidrodinamică din infiltrația apei prin miez).

În figura 6-48, se prezintă influența unei întreruperi de o lună în ridicarea barajului (*d*), influența unui coeficient de permeabilitate al miezului $k = 1.10^{-5}$ cm/s, adică de 10 ori mai mare (*e*), influența unui dren amplasat în miezul barajului (*h*) și consolidarea la 3 luni după terminarea barajului (*f*). Se remarcă efectele favorabile exercitate de dren și de întreruperile de construcție mai îndelungate.

52. Măsurarea presiunii apei din pori

Pentru măsurarea presiunii apei din pori în laborator se folosește un aparat triaxial. În interiorul probei studiate se introduce un ac de seringă sau o piatră poroasă ca element de captare a apei din pori. La un manometru, pus în legătură printr-un tub cu aceste elemente de captare, se înregistrează presiunea apei din pori, pe baza principiului punctului de nul [16].

În figura 6-49 se arată aparatele *Bjerrum* care folosesc ac de seringă în centrul probei sau piatră poroasă.

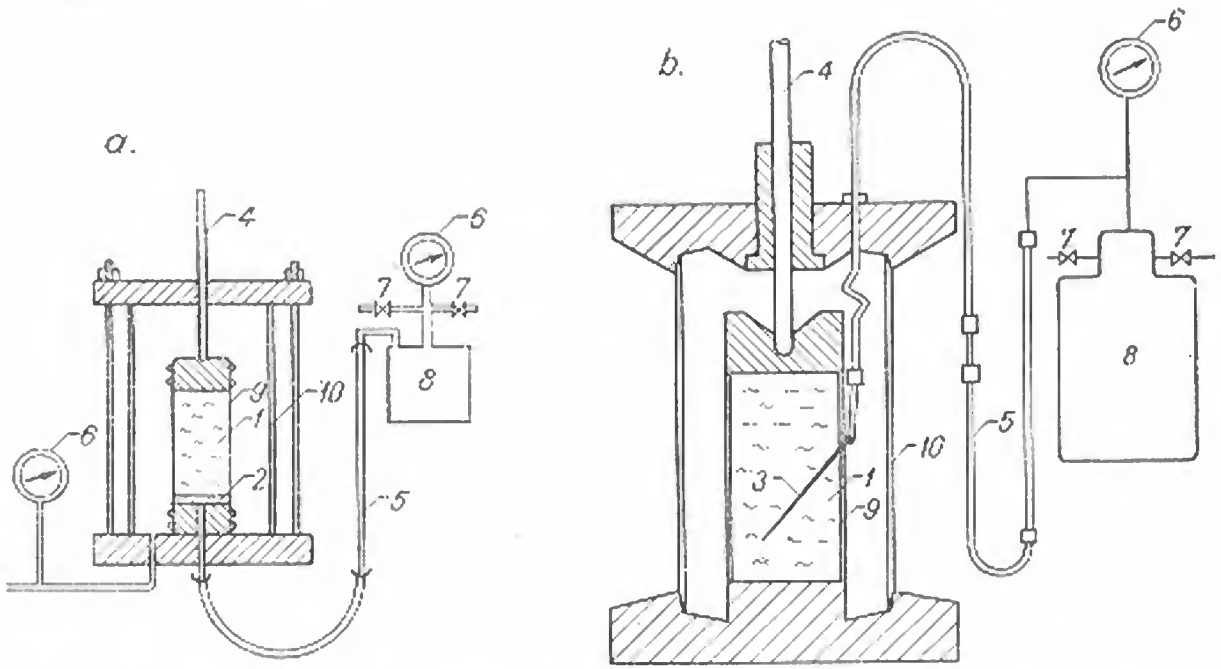


Fig. 6-49. Aparate de laborator pentru măsurarea presiunii apei din pori:
a — aparat Bjerrum cu piatră poroasă; *b* — aparat Bjerrum cu seringă; *1* — probă; *2* — piatră poroasă; *3* — ac de seringă; *4* — piston; *5* — tuburi capilare cu bulă de mercur; *6* — manometre; *7* — robinete de racord la coloana de aer comprimat; *8* — rezervor de aer comprimat; *9* — membrană de cauciuc; *10* — cilindru de plexiglas.

Aparatele care folosesc piatră poroasă au avantajul că sînt mai solide şi că dau o valoare medie a presiunii apei din pori pentru toată suprafaţa pietrii poroase din probă. Aparatele cu ac de seringă sînt mai delicate şi măsoară presiunea apei din pori locală, în punctul situat în vîrful acului.

53. Consideraţii finale

Din cercetările efectuate pînă în prezent în domeniul presiunii apei din pori rezultă că valoarea maximă a presiunii apei din pori apare în primele luni de la executarea stratului respectiv de umplutură. Ea depinde de natura materialului (cu cît materialul este mai argilos el este capabil să dezvolte presiuni neutrale mai ridicate), de modul de punere în operă (umiditate, ritm de lucru, grosimea straturilor), de condiţiile de exploatare.

În condiţii obişnuite, la 6 luni pînă la 1 an de la punerea în operă, valoarea presiunii apei din pori într-un nucleu argilos este de circa 30 ... 40% din valoarea suprasarcinii. În legătură cu ritmul de înălţare al nucleului, se pare că la o înălţare mai mică de 0,25 ... 0,30 m/zi efectul de disipare al presiunii apei din pori este mai pronunţat.

Presiunea apei din pori depinde în măsură mare de umiditatea materialului pus în operă. Cu cît această umiditate este mai mare, cu atît se ajunge mai repede la saturaţie, cînd toată suprasarcina este preluată de apa din pori. De aceea, la rambleele executate prin hidromecanizare, unde materialul pus în operă are umiditate ridicată, problema presiunii apei din pori este şi mai acută. În acest caz şi durata de consolidare creşte, frînînd astfel viteza de înălţare a umpluturii. Aceasta face ca metoda hidro-

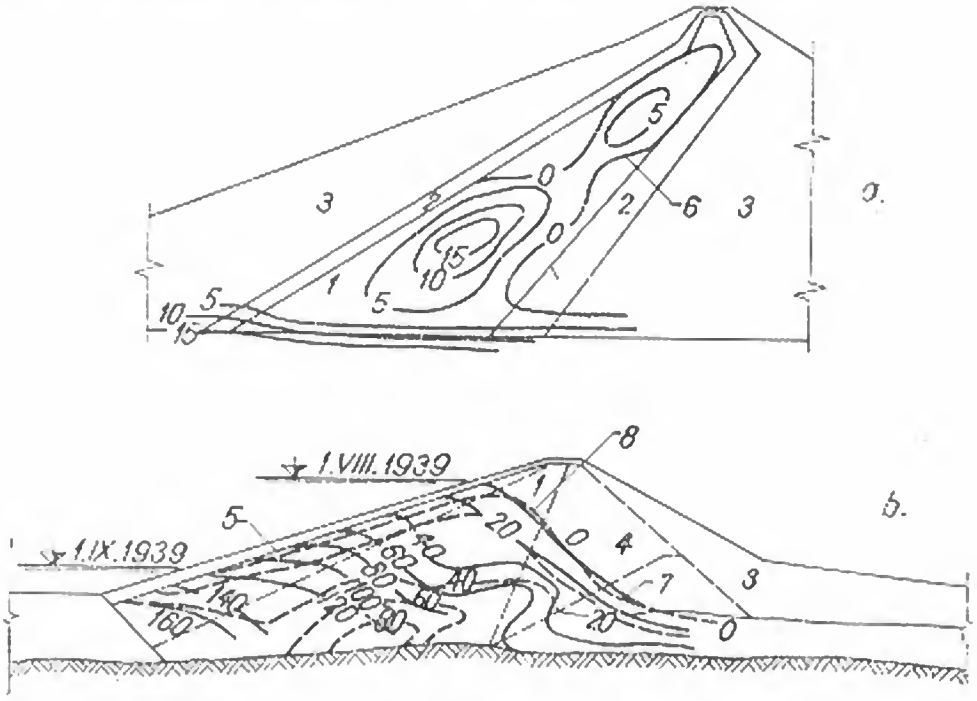


Fig. 6-50. Distribuția presiunilor apei din pori la:
a — barajul Mîboro; *b* — barajul Alcova; *1* — nucleu; *2* — filtre; *3* — anrocamente; *4* — zone de balast; *5* — perei de anrocamente; curbe de egală presiune a apei din pori; *6* — la terminarea construcției; *7* — în ipoteza lacului plin; *8* — la o coborîre rapidă a nivelului apei în lac.

mecanizării să fie aplicabilă mai ales la pămînturi nisipoase, practic fără argilă, care se consolidează rapid.

O influență favorabilă asupra micșorării presiunii apei din pori o are introducerea unor întreruperi mai îndelungate (de exemplu, întreruperile de iarnă) pe parcursul înălțării umpluturii de pămînt și adoptarea unor forme constructive adecvate ca: zone etanșe subțiri încadrate de drenuri, drenuri orizontale la mai multe niveluri (fig. 6-50, *a*).

Golirea rapidă a lacului se resimte mai puțin în interiorul nucleelor de dimensiuni mari. Experiențele arată că, pentru pămînturi cu permeabilitate medie ($k < 10^{-3}$ cm/s), variațiile nivelului nu se mai manifestă la peste 20 m în interiorul masivului (fig. 6-50, *b*).

§ 11. CALCULUL INFILTRAȚIILOR

54. Generalități

La un baraj de pămînt infiltrațiile de apă se produc pe trei căi: prin corpul barajului, prin terenul de fundație și prin maluri. Cunoașterea fenomenului prezintă interes deoarece:

— permite determinarea pierderilor de apă din lac; acestea trebuie luate în considerare la determinarea volumului de apă disponibil pentru utilizările din proiect;

— permite luarea în considerare a efectelor hidrostatice și hidrodinamice ale apei de infiltrație la calculul stabilității taluzurilor barajului; de mare importanță este cunoașterea punctului unde linia de infiltrație intersectează paramentul aval, deoarece sub acest punct pot avea loc erodări datorită fenomenului de antrenare a particulelor (sufozie, afuiere).

În practică se urmărește ca linia de infiltrație să aibă un nivel cît mai coborît, în general să nu intersecteze paramentul aval. La lucrări importante condiția este ca linia de infiltrație să nu intre în zona de îngheț, deci la o distanță minimă de suprafață corespunzătoare înălțimii capilare (0,10 ... 0,50) m la care se adaugă adîncimea de îngheț (1,50 ... 1,80) m. Măsurile constructive de drenare a barajului atrag linia de infiltrație în interiorul corpului său (v. fig. 6-6).

În literatură nu există pînă în prezent o metodă riguroasă pentru calculul infiltrațiilor printr-un profil trapezoidal de baraj de pămînt, în orice condiții de alcătuire și fundare a acestuia. Considerînd unele ipoteze simplificatoare, acceptabile în practică, s-au rezolvat problemele infiltrațiilor atît la barajele omogene cît și la cele neomogene (cu ecran sau nucleu), drenate sau nedrenate [17].

55. Metoda Pavlovski

Metoda clasică de calcul a infiltrațiilor aparține lui *N. Pavlovski*; această metodă a fost îmbunătățită pe baza unor cercetări efectuate ulterior.

Se consideră un baraj omogen, fundat pe o rocă impermeabilă. Se face ipoteza că mișcarea apei de infiltrație este permanentă, plană și laminară (deci este aplicabilă legea lui *Darcy*). Materialul din baraj este caracterizat de un coeficient de permeabilitate k.

Pentru rezolvarea problemei se introduc patru necunoscute (fig. 6-51): q (debitul infiltrat pe metru liniar de baraj); h, s, și a_0 (dimensiuni caracteristice ale liniei de infiltrație). Corpul barajului se împarte în trei zone. Din condițiile de curgere în cele trei zone se obțin trei ecuații, iar a patra ecuație se obține din condiții geometrice. Pe această cale rezultă un sistem de patru ecuații cu patru necunoscute.

Zona I. Firul de curent real FG este înlocuit cu firul orizontal $F'G$. Conform legii lui *Darcy*, debitul elementar în punctul G are expresia:

$$\mathrm{d}q = v\,\mathrm{d}z = kI\,\mathrm{d}z = k\,\frac{a}{m_0(z + d_0)}\,\mathrm{d}z. \tag{36}$$

Prin integrare se obține:

$$q = \int_a^{a+h} \frac{ka}{m_0(z + d_0)}\,\mathrm{d}z = \frac{ka}{m_0}\Big|\ln(z + d_0)\Big|_a^{a+h} = \frac{ka}{m_0}\,1\,\frac{a + h + d_0}{a + d_0} \tag{37}$$

sau

$$\frac{q}{k} = \frac{H_b - d_0 - h}{m_0}\ln\frac{H_b}{H_b - h}. \tag{38}$$

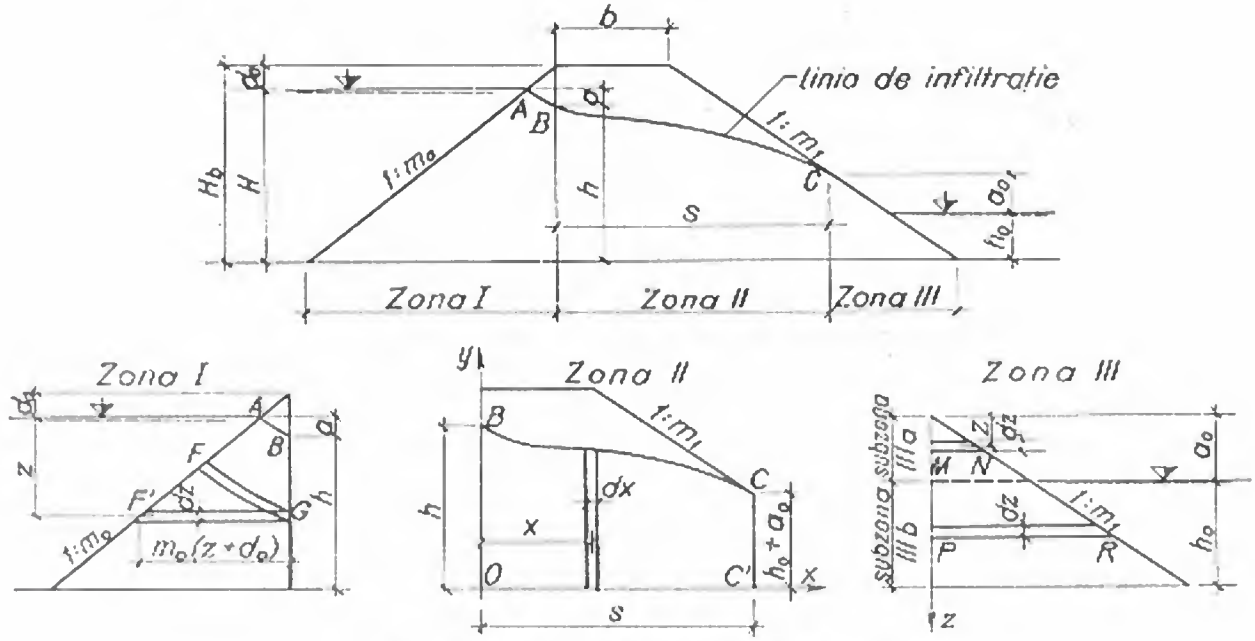


Fig. 6-51. Schema de calcul după Pavlovski.

Zona II. Prin suprafața de lățime unitară și de înălțime y, situată la distanța x de planul OB, trece debitul q, având expresia:

$$q = vy = -k\frac{dy}{dx}y. \tag{39}$$

Semnul (—) apare deoarece panta I din ecuația lui *Darcy* este pozitivă, iar în sistemul de referință ales dy este negativ.

Rezultă ecuația diferențială $q\,dx = -k\,y\,dy$, care prin integrare devine:

$$qx = -\frac{ky^2}{2} + C. \tag{40}$$

Pentru $x = 0$ [și $y = h$ constanta $C = \frac{kh^2}{2}$ și soluția ecuației devine:

$$qx = \frac{kh^2}{2} - \frac{ky^2}{2} = \frac{k}{2}(h^2 - y^2). \tag{41}$$

Aceasta este ecuația unei parabole care reprezintă linia de depresiune, tangentă la taluzul aval în punctul de intersecție cu acesta.

Pentru $x = s$; $y = h_0 + a_0$ (fig. 6-51) ecuația (41) devine:

$$\frac{q}{k} = \frac{1}{2s}[h^2 - (h_0 + a_0)^2]. \tag{42}$$

Zona III. Această zonă se împarte în două subzone: III-*a*, deasupra nivelului aval și III-*b*, sub nivelul aval. Direcția pozitivă a axei Oz se consideră în jos.

Se observă că înălțimea piezometrică în punctul M este z, iar în punctul N este 0 (presiunea atmosferică). Lungimea firului de curent MN este $m_1 z$. Rezultă deci pentru subzona III-a:

$$dq_a = v\,dz = kI\,dz = k\frac{z}{m_1 z}dz = \frac{k}{m_1}dz;$$
$$q_a = \left|\frac{k}{m_1}z\right|_0^{a_0} = \frac{k}{m_1}a_0. \tag{43}$$

În subzona III-b se observă că înălțimea piezometrică în punctul P este z, iar în punctul R este $z - a_0$. Rezultă deci pentru firul PR:

$$dq_b = v\,dz = \frac{ka_0}{m_1 z}dz$$

și prin integrare:

$$q_b = \int_a^{a_0+h_0}\frac{ka_0}{m_1 z}dz = \left|\frac{ka_0}{m_1}\ln z\right|_{a_0}^{a_0+h_0} = \frac{ka_0}{m_1}\ln\frac{a_0+h_0}{a_0}. \tag{44}$$

Pentru întreaga zonă III se scrie $q = q_a + q_b$ și în final rezultă expresia:

$$\frac{q}{k} = \frac{a_0}{m_1}\left(1 + \ln\frac{a_0+h_0}{a_0}\right). \tag{45}$$

Ecuațiile celor trei zone (38), (42), (45) reprezintă trei din ecuațiile sistemului. A patra ecuație se obține din relații geometrice în figura 6-51:

$$b + m_1 H_b = s + m_1(h_0 + a_0);$$

de unde: (46)

$$s = b + m_1(H_b - h_0 - a_0).$$

Rezolvarea sistemului de 4 ecuații cu 4 necunoscute se poate face prin mai multe metode. O metodă de rezolvare este metoda grafoanalitică. Se introduce notația:

$$A = 1 + \ln\frac{a_0+h_0}{a_0}. \tag{47}$$

Din ecuațiile (42) și (46), păstrînd pe a_0 și s ca parametri și introducînd notația A rezultă:

$$h = \sqrt{\frac{2sa_0A}{m_1} + (h_0+a_0)^2}. \tag{48}$$

Din ecuațiile (38) și (45) se obține:

$$\frac{H_b - d_0 - h}{m_0}\ln\frac{H_b}{H_b - h} = \frac{a_0}{m_1}A. \tag{49}$$

Se introduc notațiile:

$$F_1(a_0) = \frac{H_b - d_0 - h}{m_0} \ln \frac{H_b}{H_b - h};$$
$$F_2(a_0) = \frac{a_0}{m_1} A. \tag{50}$$

Ecuația (49) devine deci $F_1(a_0) = F_2(a_0)$.

Rezolvarea acestei ecuații se face pe cale grafică, reprezentîndu-se funcțiile $F_1(a_0)$ și $F_2(a_0)$ pentru diverse valori a_0 de la 0 la $H_b/3$ folosindu-se ecuațiile (47) și (50). La intersecția celor două curbe $F_1(a_0)$ și $F_2(a_0)$ se găsește soluția sistemului.

Cu ajutorul celorlalte ecuații ale sistemului se calculează celelalte necunoscute h, s, q.

Șankin a adus unele corecții simplificatoare metodei generale a lui *Pavlovski*. În acest caz zona I se separă de zona II prin verticala dusă în punctul de contact al oglinzii apei cu taluzul amonte (fig. 6-52).

În zona I, Șankin face ipoteza, mai apropiată de realitate, că mișcarea firelor de curent are loc după curbe circulare cu centrul în A. Considerînd drept viteză medie viteza firului de curent cu raza $R = \frac{h}{2}$ și pierderea de sarcină $a = H - h$, debitul pe întreaga secțiune $h \cdot 1$ m va avea expresia:

$$q = vh = kIh = \frac{ka}{\pi \frac{h}{2}(90 - \theta^0)} h \approx \frac{115\,ka}{90 - \theta^0} \approx \frac{115\,k(H-h)}{90 - \theta^0} \tag{51}$$
$$180$$

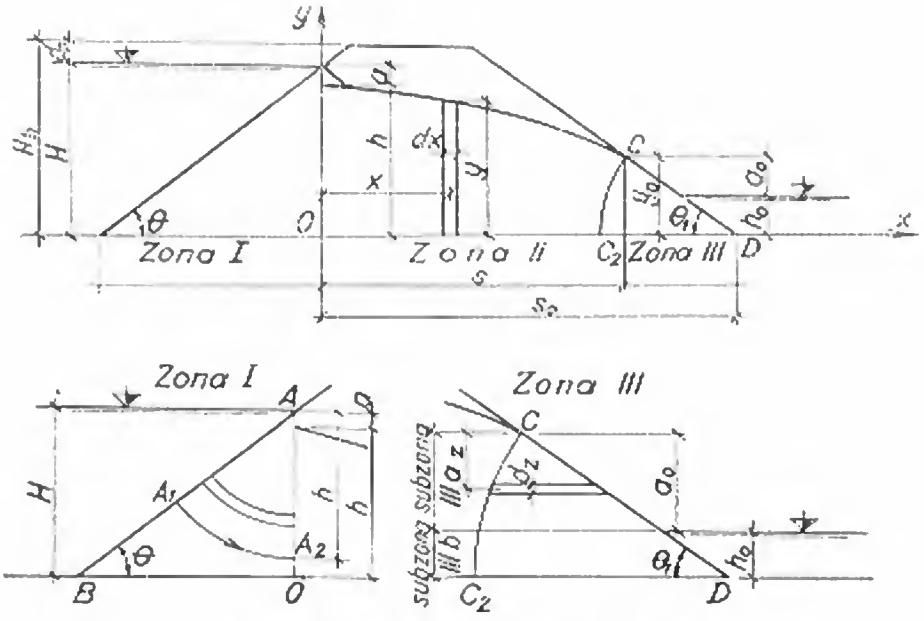


Fig. 6-52. Schema de calcul după Șankin.

În zona II, mișcarea are loc conform teoriei generale:

$$q = \frac{k}{2s}[H^2 - (a_0 + h_0)^2].$$

sau înlocuind pe s funcție de mărimea s_0 cunoscută:

$$s = s_0 - m_1(a_0 + h_0) \quad \text{și} \quad q = \frac{k[H^2 - (a_0 + h_0)^2]}{2[s_0 - m_1(a_0 + h_0)]}. \tag{52}$$

În zona III, Șankin presupune că liniile de curent sînt orientate orizontal, limita amonte a prismei aval CC_2 este o linie echipotențială, avînd forma unui de cerc cu centrul în punctul D. În acest caz ecuațiile pe subzone devin:

Subzona III-a

$$dq_1 = k\frac{z}{\varphi a_1}dz = k\sin\theta_1\, dz$$

și (53)

$$q_1 = k\sin\theta_1\int_0^{a_0} dz = ka_0\sin\theta_1.$$

Subzona III-b

$$dq_2 = k\frac{a_0}{\varphi a_1}dz = ka_0\frac{\sin\theta_1}{z}dz$$

și (54)

$$q_2 = ka_0\sin\theta_1\int_{a_0}^{a_0+h_0}\frac{dz}{z} = ka_0\sin\theta_1\ln\frac{a_0+h_0}{a_0}.$$

Debitul total al zonei va fi:

$$q = q_1 + q_2 = ka_0\sin\theta_1\left(1 + \ln\frac{a_0+h_0}{a_0}\right). \tag{55}$$

Astfel, problema infiltrației se reduce la un sistem de 3 ecuații (51), (52) și (55) cu 3 necunoscute.

Mihailov a propus o relație și mai simplă pentru calculul lui a_0 din zona III-a, relație valabilă pentru cazul $m_1 \geq 1$:

$$q = \frac{ka_0}{m_1 + 0.5}. \tag{56}$$

Prisma triunghiulară din amonte (zona I) se poate înlocui cu una dreptunghiulară, echivalentă din punctul de vedere al infiltrației (fig. 6-53) de lățime $AA_1 = \lambda H$ și înălțime H, care produce aceeași pierdere de sarcină a în punctul A ca și prisma triunghiulară.

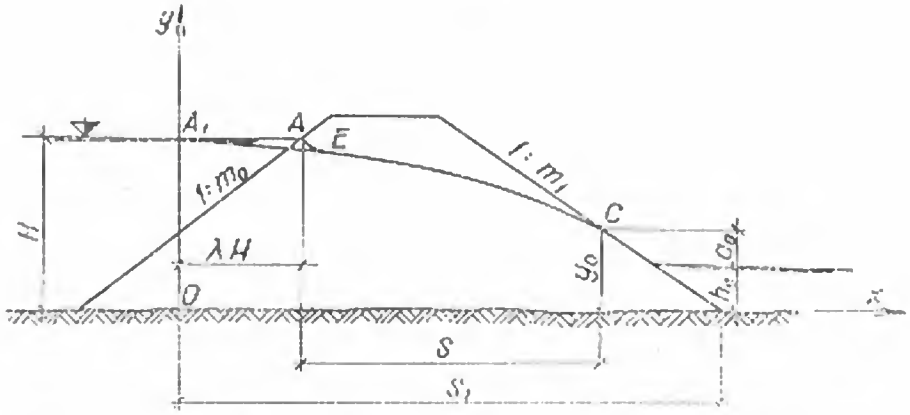


Fig. 6-53. Curbă de infiltrație în ipoteza că zona I se înlocuiește cu o prismă dreptunghiulară echivalentă.

În acest caz, curba de depresiune pleacă în mod virtual din punctul A_1, zona II din calculele anterioare incluzînd și zona I. Formula de calcul devine:

$$q = \frac{k[H^2 - (a_0 + h_0)^2]}{2(\lambda H + s)}. \tag{57}$$

Valoarea lui λ, după recomandările lui *Mihailov*, se determină cu formula:

$$\lambda = \frac{m_0}{1 + 2m_0}. \tag{58}$$

Alte recomandări pentru λ după *Dachler*:

$$\lambda = \frac{m_1}{3} \quad \text{și} \quad \lambda = \frac{1}{1{,}12 + \frac{1{,}93}{m_1}}. \tag{58}$$

Pentru zona III se folosesc formulele cunoscute. În acest caz problema se reduce la 2 ecuații cu 2 necunoscute.

56. Metoda Casagrande

Pornind de la observația că rezultatele practice adeseori nu confirmă calculele teoretice, datorită ipotezelor simplificatoare, *Casagrande* a propus o metodă simplă, cu rezultate destul de apropiate de realitate pentru calculul infiltrațiilor [18]. Se admite legea de curgere *Darcy* $q = ky\frac{dy}{dx}$ și linia de depresiune reprezentată de ecuația unei parabole $x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}$, care are focarul în F și ordonata în dreptul focarului egală cu y_0 (fig. 6-54, *a*).

Parabola intersectează planul de apă din amonte într-un punct D, care se găsește la 0,7 m_0 H de piciorul amonte al barajului, respectiv la distanța S_1 de cel

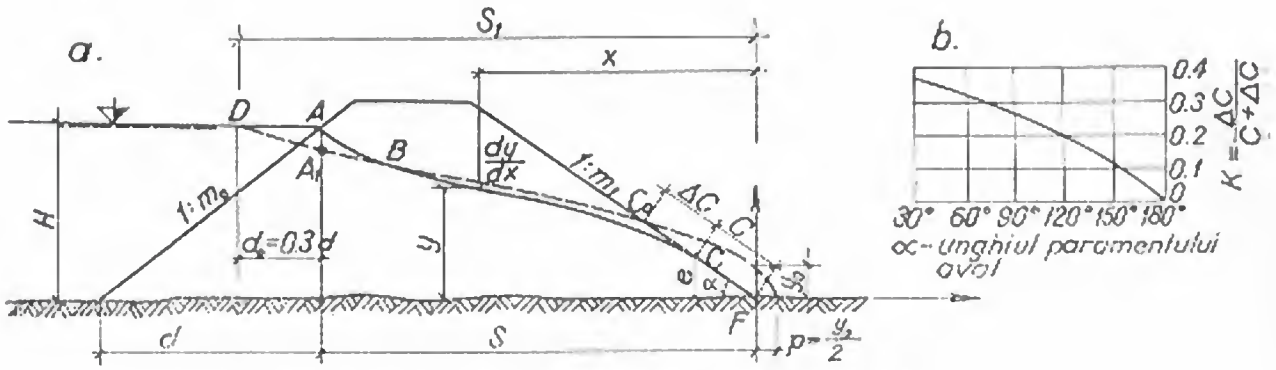


Fig. 6-54. Curbă de infiltrație după Casagrande:
a — schemă; *b* — grafic pentru determinarea lui ΔC.

aval. Din condiția ca acest punct să verifice ecuația parabolei se determină parametrul y_0:

$$y_0 = \sqrt{H_2 + S_1^2} - S_1. \tag{59}$$

Ținînd seama de ecuația parabolei și de expresia gradientului:

$$y = \sqrt{2\,x y_0 + y_0^2} \quad \text{și} \quad \frac{dy}{dx} = \frac{y_0}{\sqrt{2\,x y_0 + y_0^2}} \tag{60}$$

se determină debitul $q = k\,y_0$.

Linia de depresiune reală intersectează paramentul aval într-un punct C, depărtat de punctul de intersecție C_0 al parabolei de bază cu distanța ΔC. Valoarea lui ΔC variază cu unghiul α dintre paramentul aval și bază, iar valoarea lui se poate determina cu ajutorul graficului din figura 6-54, *b*, rezultat din experiențele făcute de *Casagrande*.

57. Determinarea liniei de depresiune la baraje fundate pe terenuri impermeabile

Baraje omogene drenate. În acest caz curba de depresiune este influențată de dren și se termină în dreptul acestuia (fig. 6-55). Poziția punctului C de intersecție în dren a curbei de depresiune cu nivelul apei din aval se determină folosind soluția dată de *Kozeny*:

— dacă în bieful aval nu este apă ($h_0 = 0$), cu notațiile din figura 6-55, *a*, înălțimea curbei de depresiune deasupra punctului unde începe prisma de drenaj, sau alt tip de drenaj în afară de cel tubular, se determină cu formula:

$$h_1 = 2I_{ar} = \sqrt{S_a^2 + H^2} - S_a \qquad \text{pentru } \frac{S_a}{H} > 5. \tag{61}$$

Debitul de infiltrație este $q = k\,h_1$;

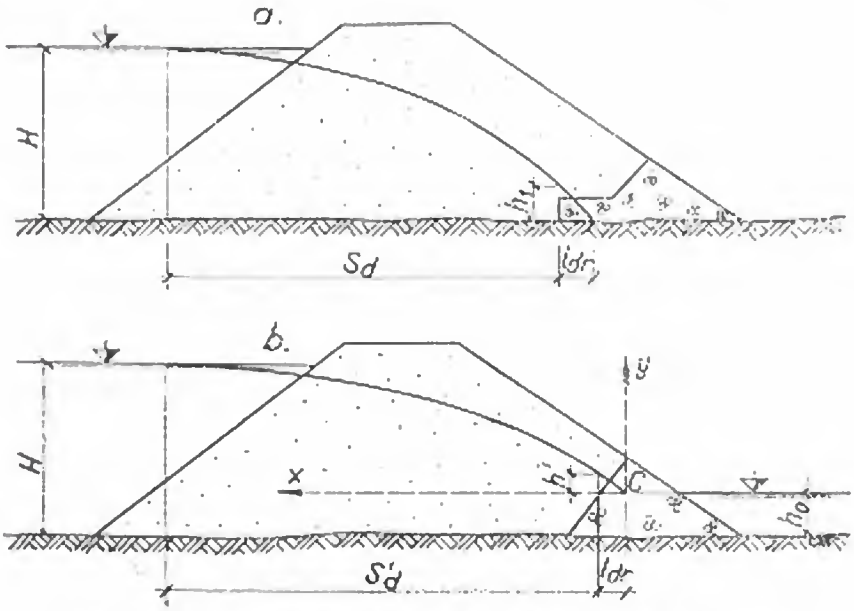


Fig. 6-55. Curbe de infiltrație la baraje omogene drenate:
a — fără apă în aval; *b* — cu apă în aval.

— dacă în aval există apă ($h_0 > 0$), înălțimea h' a curbei de depresiune deasupra punctului de intersecție a oglinzii apei din aval cu taluzul interior al drenului se determină înlocuindu-se în formula anterioară S_d cu S'_d și H cu $H - h_0$. Debitul de infiltrație se determină cu relația:

$$q = \frac{k}{2\,S'_d}\left[H^2 - (h_0 + h')^2\right]. \tag{62}$$

În cazul unui dren tubular poziția punctului C corespunde cu centrul tubului.

După determinarea poziției punctului C curba de infiltrație se calculează cu metodele expuse mai înainte. Cercetări mai recente în această problemă au fost făcute de *Devison* și *Numerov* [19].

Baraje cu nucleu. În acest caz secțiunea trapezoidală a nucleului se aproximează cu o secțiune dreptunghiulară de grosime medie δ, aproximație care are influență redusă asupra rezultatelor (fig. 6-56).

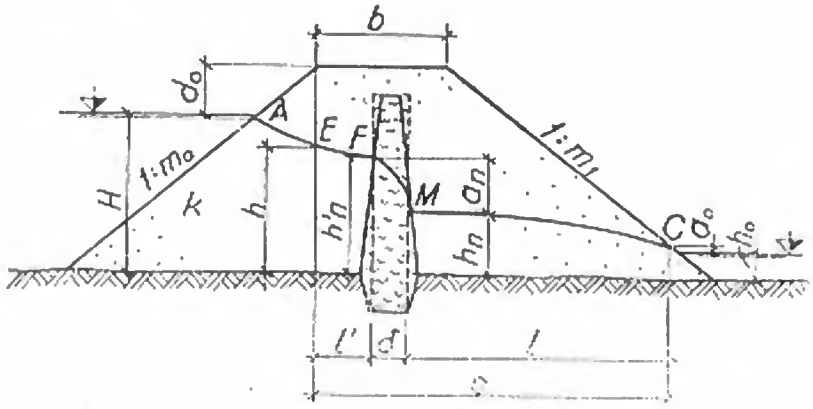


Fig. 6-56. Curbă de infiltrație la un baraj cu nucleu pe fundație impermeabilă.

Datorită permeabilității mult mai mici a nucleului față de restul corpului barajului, zona II din calculele anterioare se împarte în trei subzone delimitate după permeabilitățile respective, pentru fiecare scriindu-se ecuațiile de infiltrație:

II′) $$q = \frac{k}{2l'}(h^2 - h_n'^2);$$

II″) $$q = \frac{k_0}{2\delta}(h_n'^2 - h_n^2); \qquad (63)$$

II‴) $$q = \frac{k}{2l}[h_n^2 - (a_0 + h_0)^2].$$

Din rezolvarea prin aproximații succesive a sistemului de 6 ecuații cu 6 necunoscute, rezultă soluțiile problemei.

O metodă mai expeditivă, dar la fel de precisă, constă în înlocuirea virtuală a grosimii δ a nucleului, de permeabilitate k_0, cu o grosime echivalentă, de permeabilitate k, astfel ca pierderile de sarcină să fie identice. Debitul de infiltrație fiind același în ambele cazuri se poate scrie:

$$q = \frac{k_0}{2\delta}(h_n'^2 - h_n^2) = \frac{k}{2\,\delta'}(h_n'^2 - h_n^2) \quad \text{sau} \quad \frac{k}{k_0} = \frac{\delta'}{\delta} = \psi \,. \qquad (64)$$

Înlocuindu-se nucleul de grosime δ și permeabilitate k_0, cu un nucleu de grosime $\delta' = \psi\delta$ și permeabilitate k, barajul devine omogen, problema infiltrației rezolvîndu-se prin metodele arătate.

Baraje cu ecran. În acest caz, după *Pavlovski* se determină căderea curbei de depresiune a_e la trecerea prin ecran, după care se aplică soluția generală.

Se înlocuiește ecranul — în general de secțiune trapezoidală — , cu o secțiune dreptunghiulară de grosime δ cu panta $1:m'$ și coeficientul de permeabilitate k_0 (fig. 6-57).

Mișcarea apei prin ecran se analizează în două subzone: I, în limitele căderii de sarcină a_e la ieșirea din ecran și II, sub înălțimea h_e a curbei de depresiune la ieșirea din ecran. Zona amonte este separată de zona centrală prin verticala care trece prin D_1 (intersecția curbei de depresiune cu fața aval a ecranului).

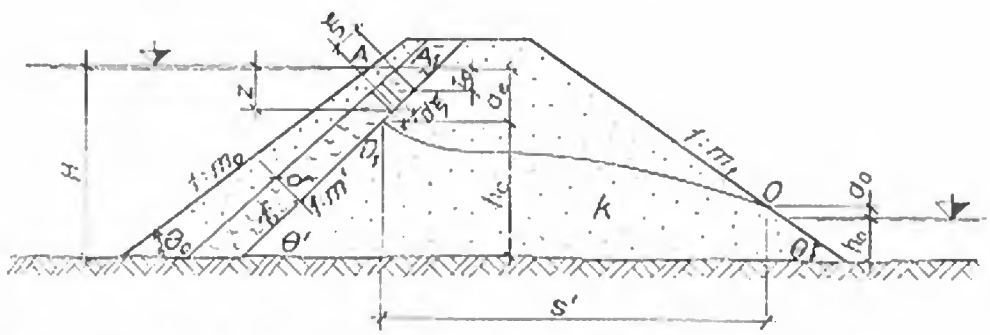


Fig. 6-57. Curbă de infiltrație la un baraj cu ecran pe fundație impermeabilă.

Firele de curent care trec prin ecran se consideră rectilinii și perpendiculare pe suprafața ecranului. Ecuațiile debitelor pe subzone sînt:

Subzona I:

$$dq_1 = \frac{k_0 z}{\delta} d\xi = \frac{k_0}{\delta} \frac{z\,dz}{\sin\theta'}$$

și

$$q_1 = \int_{z_0}^{a_e} dq_1 = \frac{k_0(a_e^2 - z_0^2)}{2\delta \sin\theta'}; \tag{65}$$

Subzona II:

$$dq_2 = \frac{k_0 a_e}{\delta} d\xi = \frac{k_0 a_e\,dz}{\delta \sin\theta'}$$

și

$$q_2 = \int_{a_e}^{H} dq_2 = \frac{k_0 a_e}{\delta \sin\theta'}(H - a_e). \tag{66}$$

Debitul total care trece prin ecran va fi:

$$q = q_1 + q_2 = \frac{k_0(a_e^2 - z_0^2)}{2\delta \sin\theta'} + \frac{k_0 a_e}{\delta \sin\theta'}(H - a_e). \tag{67}$$

Celelalte ecuații necesare pentru construirea curbei de depresiune se scriu în mod analog cu sistemul de ecuații general, înlocuindu-se H cu h_e. Calculul se conduce prin încercări. Valoarea corectă pentru h_e corespunde situației în care debitul infiltrat prin ecran este egal cu debitul infiltrat prin corpul barajului aval de ecran.

58. Determinarea liniei de depresiune la baraje fundate pe terenuri permeabile

Baraje omogene pe terenuri permeabile de adîncime finită. Acest caz se poate reduce la cazul barajului omogen pe fundație impermeabilă, prelungind taluzurile barajului pînă la intersecția cu stratul impermeabil și considerînd în mod acoperitor că barajul ar lucra după conturul *E A B C D F* (fig. 6-58, *a*).

Dacă coeficientul de permeabilitate al barajului k este diferit de cel al fundației k_1, debitul total după *Pavlovski* [2] se poate determina din însumarea debitului de infiltrație q_1 prin baraj, considerînd fundația impermeabilă și debitul de infiltrație prin fundație q_2, considerînd talpa barajului ca radier plan de lungime s (fig. 6-58,*b*). Această ipoteză poate conduce însă în unele cazuri la rezultate eronate.

Debitul q_2 se poate determina și cu formula:

$$q_2 = k_1 I_m T = \frac{k_1(H - h_0)\,T}{ns} \tag{68}$$

unde n este un coeficient de corecție pentru lungimea drumului de infiltrație care în realitate este curbiliniu, iar în calcul se consideră o dreaptă de lungime s. Acest coeficient variază între 1,15 și 1,87 pentru valori $\frac{s}{T}$ între 20 și 1.

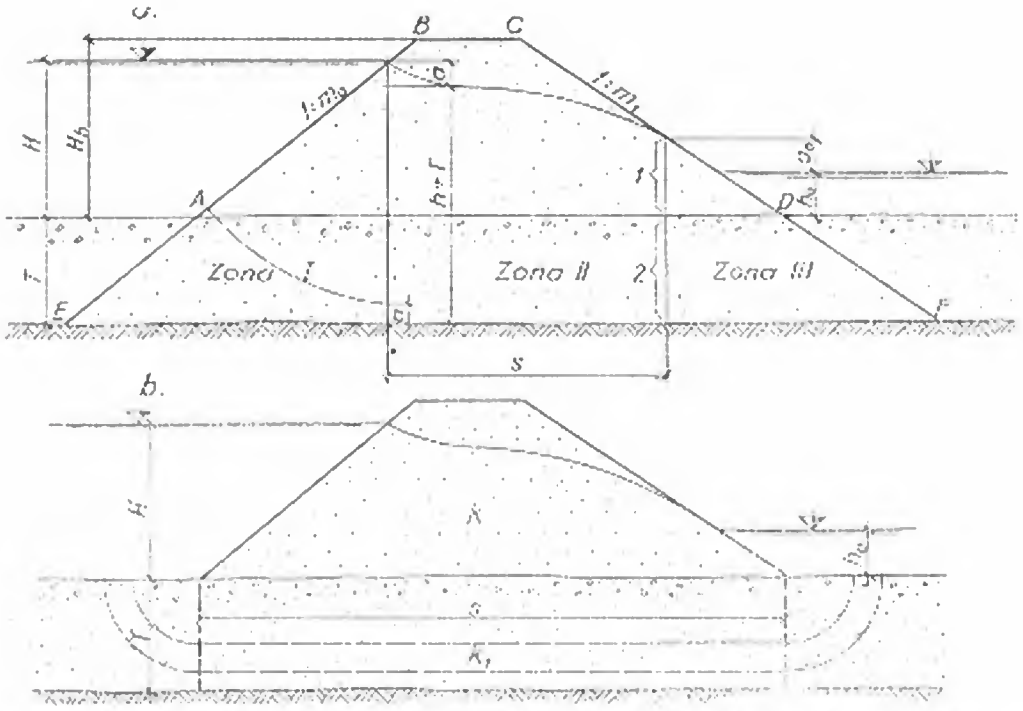


Fig. 6-58. Scheme pentru calculul infiltrațiilor prin baraje omogene așezate pe terenuri permeabile de adîncime finită:
a — ca baraj pe teren impermeabil; *b* — prin însumarea debitelor infiltrate prin baraj și fundație.

Baraje cu ecran și anteradier. Problema se rezolvă aproximativ egalîndu-se expresia debitului q pe porțiunea de infiltrație de sub anteradier cu debitul infiltrat în zona barajului propriu-zis (fig. 6-59).

Debitul q prin anteradier și prin zona de lungime $m'h$ a barajului se determină cu formula:

$$q = \frac{k_1(H - h)\,T}{n_1(S_n + m'h)}. \tag{69}$$

Debitul q în zona barajului, scriind ecuațiile după *Dupuit* pentru corpul barajului și pentru fundație, are expresia:

$$q = k\,\frac{h - y_0}{s}\,\frac{h + y_0}{2} + k_1\,\frac{h - y_0}{s}\,T = \frac{h - y_0}{s}\left(k\,\frac{h + y_0}{2} + k_1 T\right). \tag{70}$$

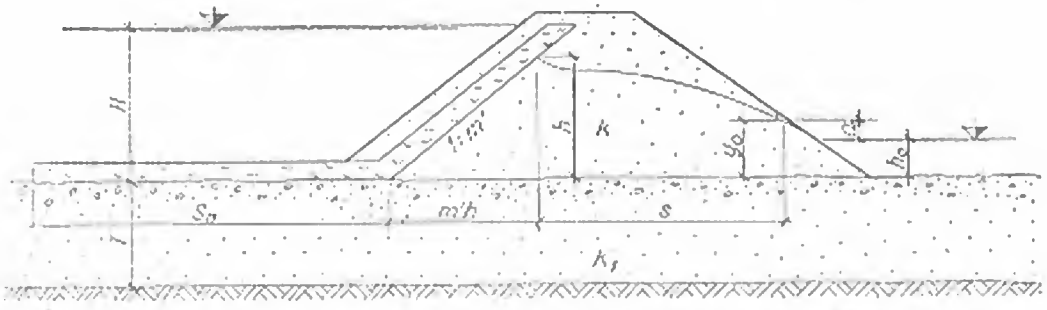


Fig. 6-59. Schema pentru calculul infiltrațiilor într-un baraj cu ecran și radier amonte.

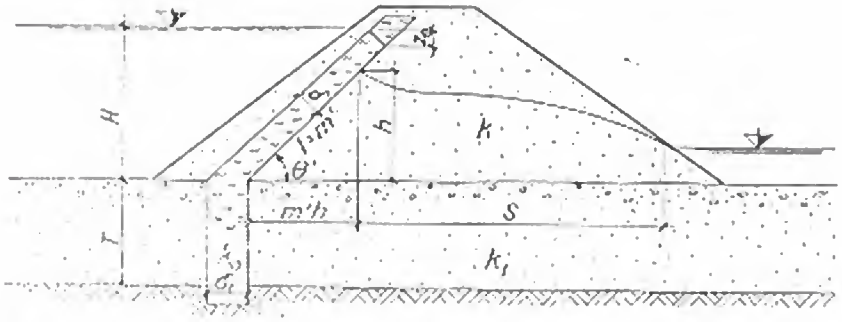


Fig. 6-60. Schema pentru calculul infiltrațiilor într-un baraj cu ecran și pinten.

Egalînd relațiile (69), (70) în ipoteza $y_0 = 0$, se obține:

$$\frac{k_1(H-h)T}{n_1(S_n + m'h)} = \frac{h}{s}\left(\frac{kh}{2} + k_1 T\right), \tag{71}$$

unde $n_1 = \frac{n+1}{2}$, datorită faptului că în acest caz, firul de curent este curbiliniu, numai pe partea bieflui amonte; $n = f\left(\frac{s}{T}\right)$ așa cum s-a arătat mai înainte. Din relația (71) se determină h.

La alegerea lungimii anteradierului trebuie să se țină seama de recomandările făcute mai înainte. Într-un calcul mai exact trebuie luată în considerare permeabilitatea anteradierului. În această ipoteză se obține și grosimea eficace a anteradierului [15].

Baraje cu ecran și pinten pînă la stratul impermeabil. În acest caz pentru ecran se poate aplica soluția dată de *Pavlovski*, iar pentru pinten (neglijînd terenul de fundație din amonte de pinten) și pentru baraj — ecuațiile zonei centrale din soluția generală (70), numite și ecuațiile lui *Dupuit*.

Egalînd debitul care trece prin ecran și pinten cu debitul de infiltrație care trece prin baraj în zona următoare, se obține (fig. 6-60):

$$q = \frac{k_0(H^2 - z_0^2 - h^2)}{2\delta \sin\theta'} + \frac{k_0(H-h)}{\delta_1} T = \frac{k_1}{2(s - m'h)}[(T+h)^2 - T^2], \tag{72}$$

unde $z_0 = \delta \sin\theta'$.

Din ecuație, prin aproximații succesive se determină mărimea h și apoi debitul de infiltrație q.

59. Apa capilară în procesul de infiltrație

Peste curba de depresiune apa se ridică prin efectul capilarității cu 0,05 ... 0,15 m în nisipuri și 0,50 ... 1,50 m în argile nisipoase. Mișcarea apei în zona de ascensiune capilară se produce concomitent cu mișcarea apei sub curba de depresiune. De acest

fenomen trebuie să se țină seama în calculele de infiltrație, considerînd că stratul de apă care se infiltrează are grosimea dată de expresia:

$$h_f = h + \alpha h_c,$$

unde:

h — înălțimea apei sub linia de depresiune;

h_c — înălțimea de ridicare capilară;

α — coeficient subunitar.

§ 12. STABILITATEA FUNDAȚIILOR

60. Tasarea fundațiilor și cedarea laterală

Dacă un baraj de pămînt este fundat pe un teren rigid (stîncos), sarcina din greutatea sa proprie nu produce practic deformări ale fundației. În mod obișnuit însă barajele de pămînt se fundează pe terenuri compresibile, astfel că încărcarea exercitată asupra fundației prin înălțarea barajelor conduce la deformări.

Barajele de pămînt se acomodează mai ușor cu deformările fundațiilor decît alte tipuri. Spre exemplu, fundația barajului *Fresno*, alcătuită din sedimente recente (nisip fin și argilă), s-a tasat cu 2,5 m, în decurs de 14 ani, fiind necesară completarea în două etape a umpluturii, fără ca stabilitatea generală a barajului să fie periclitată.

Totuși, admiterea unor astfel de tasări nu este recomandabilă, mai ales cînd acestea sînt inegale. Fisurarea elementelor de etanșare și apariția infiltrațiilor pot conduce la pierderea stabilității barajului.

Chiar dacă se iau măsuri ca tasarea fundației să nu fie mare, ruperea barajului se poate produce prin alunecarea sau cedarea laterală a fundației. Acest fenomen este specific fundațiilor argiloase. Cauza generală a ruperii constă în depășirea rezistenței la tăiere a pămîntului din fundație, din cauza consolidării sale lente. În figura 6-61 se arată mai multe cazuri de cedări laterale ale fundației [4].

În cazul cînd argila din fundație este moale și omogenă pînă la o adîncime mai mare decît jumătatea lățimii secțiunii barajului, în timpul construcției acesta se tasează și produce ridicări ale terenului din apropierea bazei taluzurilor. Prin încărcarea acestor zone procesul se oprește (fig. 6-61, *a*).

Dacă fundația este constituită din straturi de argilă subțiri, ruperea se produce prin alunecarea taluzului și ridicarea terenului din apropierea piciorului acestuia (fig. 6-61, *b*). Cauza ruperii este consolidarea inegală a straturilor de argilă; apa din părțile exterioare ale fiecărui strat este expulzată mai ușor decît apa din partea centrală. În această zonă suprasarcina este preluată prin creșterea presiunii apei din pori, micșorîndu-se astfel rezistența la tăiere a materialului. Datorită unui astfel de fenomen a cedat barajul *Lafayette* din S.U.A., înalt de 37 m.

Dacă între straturile de argilă sînt intercalate straturi de nisip, acestea din urmă accelerează procesul de consolidare. Centrul barajului, unde încărcările verticale

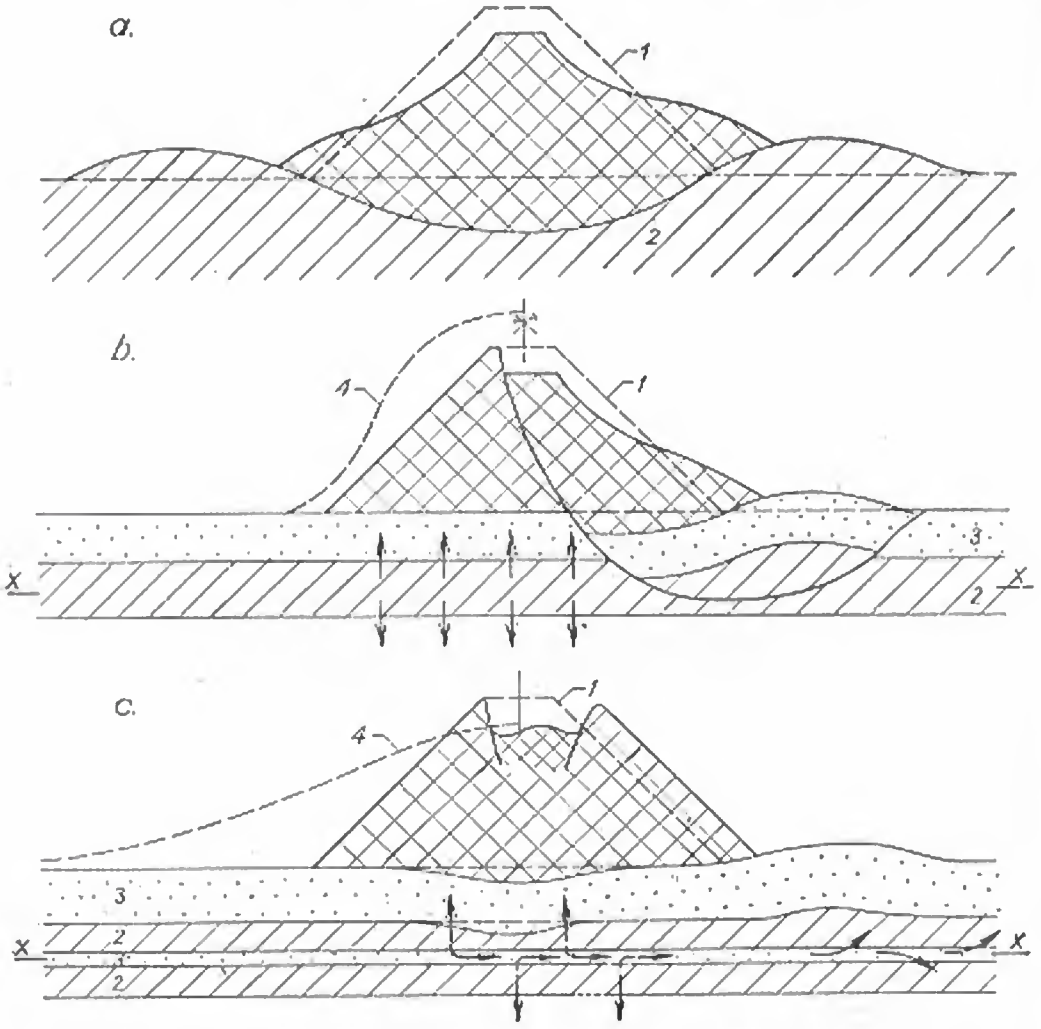


Fig. 6-61. Tipuri de cedare a fundației:

a — rupere prin refulare; *b* — rupere prin alunecare; *c* — rupere prin alunecarea stratului de nisip pe stratul de argilă; *1* — forma inițială a profilului; *2* — argilă; *3* — nisip; *4* — linie piezometrică în planul *x—x*.

sînt mari, este supus unei presiuni efective mai mari decît zonele de la baza taluzurilor, unde încărcările verticale sînt mai mici. Nisipul, fiind lipsit de coeziune, caută să refuleze din centru spre extremități. Dacă ruperea se produce datorită acestui fenomen, ea este rapidă și taluzul poate să capete deplasări mari (fig. 6-61, *c*).

61. Determinarea eforturilor din fundație

S-au arătat cazurile de cedare a fundației. Pentru terenurile cu rezistență la tăiere redusă ($\Phi < 20^\circ$) este necesar să se verifice stabilitatea atît pentru perioada de construcție cît și pentru cea de exploatare (în special pentru prima punere sub sarcină a barajului).

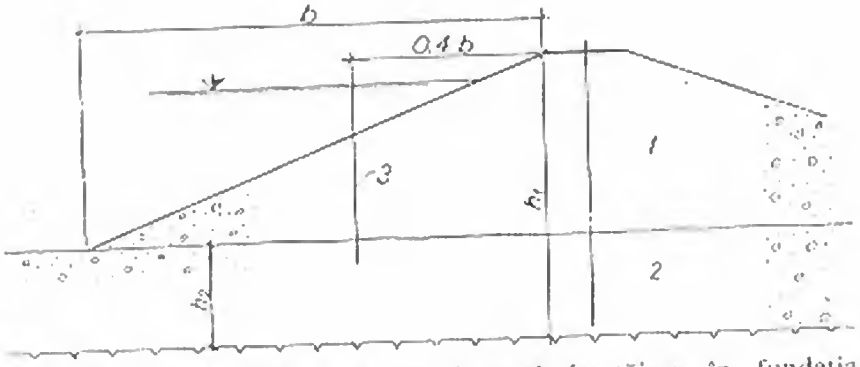


Fig. 6-62. Determinarea efortului total de tăiere în fundația barajului:

1 — corp baraj; *2* — fundație nestîncoasă; *3* — zonă de efort maxim.

Pentru determinarea eforturilor care iau naștere în teren se consideră fundația ca o masă semiinfinită, izotropă și elastică. Considerînd barajul din figura 6-62 [8], efortul total de tăiere este dat de formula:

$$S = \frac{\gamma(h_1^2 - h_2^2)}{2b} \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\Phi_1}{2}\right), \tag{73}$$

unde:

S — efortul total de tăiere;
h_1 — înălțimea de la stratul de bază la coronament;
h_2 — înălțimea fundației;
b — proiecția orizontală a taluzului amonte;
γ — greutatea volumetrică a materialului din baraj și din fundație, sau media lor ponderată;
Φ_1 — unghiul de tăiere, care se determină cu formula:

$$\operatorname{tg} \Phi_1 = \frac{c + \gamma h_1 \operatorname{tg} \Phi}{\gamma h_1}; \tag{74}$$

c — coeziunea terenului de fundație;
Φ — unghiul de tăiere real al terenului de fundație, determinat în laborator.

Efortul unitar mediu de tăiere din fundație este:

$$\tau_{mediu} = \frac{S}{b}, \tag{75}$$

iar efortul maxim $\tau_{maxim} = 1{,}4\ \tau_{mediu}$ și este localizat la $0{,}4b$ de la coronament (fig. 6-62).

Pentru o fundație în stare plastică efortul maxim este dat de formula lui *Jürgenson*:

$$\tau_{maxim} = \frac{Ph_2}{b}, \tag{76a}$$

unde:

P — presiunea maximă pe stratul plastic, egală cu $\gamma(h_1 - h_2)$;
h_2 — grosimea stratului de fundație plastic;
b — lățimea barajului.

Formula (76 a) este valabilă pentru straturi subțiri cu $h_2 \leqslant \frac{b}{10}$. Pentru cazul $h_2 > b$ efortul de tăiere maxim este dedus de asemenea de *Jürgenson*, avînd forma:

$$\tau_{maxim} = 0{,}256\, P. \tag{76 b}$$

Rezistența capabilă la tăiere a terenului de fundație la piciorul taluzului barajului este [4]:

$$\tau = c + \gamma_1 h_2 \operatorname{tg} \Phi, \tag{77}$$

unde γ_1 este greutatea volumetrică medie. În punctul de efort maxim

$$\tau = c + \gamma_2 h' \operatorname{tg} \Phi, \tag{78}$$

mărimile γ_2, h' corespunzînd coloanei de pămînt de deasupra punctului respectiv.

Coeficientul de siguranță $\frac{\tau_{capabil}}{\tau_{maxim}}$ trebuie să fie mai mare decît 1,5, iar la piciorul taluzului acest raport trebuie să fie mai mare decît 2.

§ 13. STABILITATEA TALUZURILOR

62. Generalități

Condiția clasică de stabilitate la alunecare sub efectul forțelor orizontale nu mai reprezintă o condiție de dimensionare a barajelor de pămînt, această condiție fiind întotdeauna îndeplinită datorită greutății mari a unui asemenea baraj. Ceea ce determină profilul barajului este condiția de stabilitate la alunecare a taluzurilor. Pentru ca un taluz să fie stabil, trebuie ca forțele care tind să producă alunecarea să fie preluate de rezistența la tăiere a materialului pe suprafața de alunecare considerată.

Forțele care se iau în considerare sînt identice cu cele de la celelalte tipuri de baraje: greutatea masivului, presiunea apei, presiunea valurilor și a gheții, forțele de infiltrație din masiv, subpresiunile, forțele capilare, forțele datorite cutremurului.

Suprafețele de alunecare se consideră de obicei de formă cilindrică circulară, spirală logaritmică, poligonală etc. Pentru taluzurile barajelor de pămînt, stabilitatea la alunecare se verifică după suprafețe cilindrice circulare, procedeul fiind cunoscut sub denumirea de *metoda suedeză*.

63. Verificarea la alunecare pe suprafețe cilindrice circulare

Se consideră (Fig. 6-63) o porțiune de arc de cerc AED, cu centrul în O, care reprezintă suprafața pe care taluzul tinde să alunece, împărțită în fîșii verticale de lățime egală. Se aproximează că împingerile laterale care acționează asupra unei fîșii se echilibrează între ele și deci se reduc.

În această ipoteză greutatea proprie ΔG a unei fîșii oarecare se descompune în punctul de intersecție cu suprafața de alunecare într-o forță tangențială ΔT și

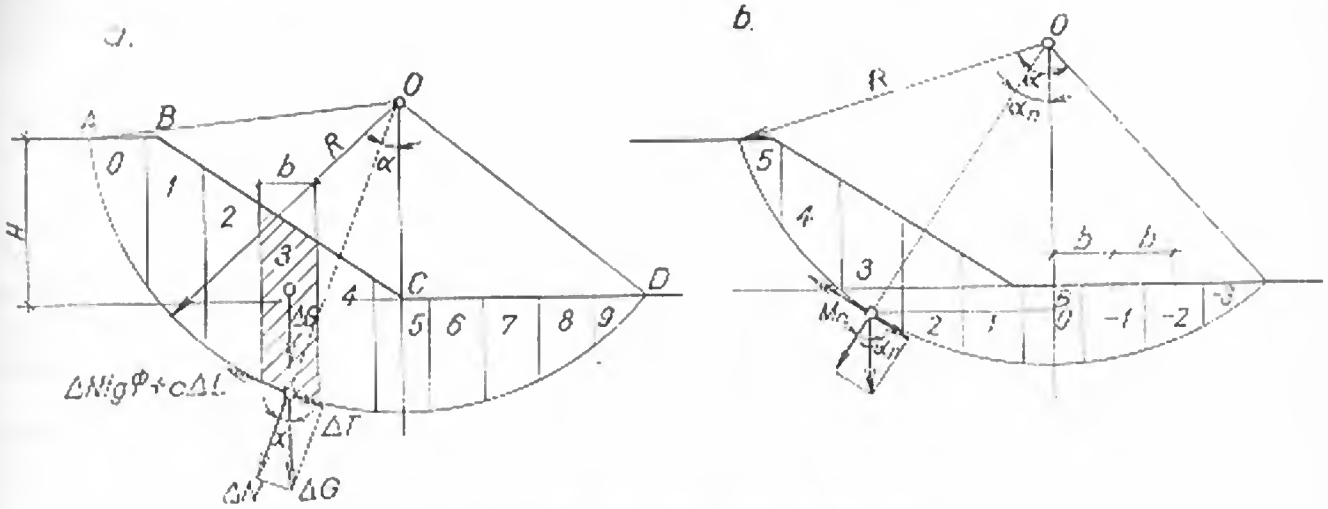


Fig. 6-63. Calculul stabilității taluzurilor:
a — descompunerea forțelor; *b* — schemă simplificată.

o forță normală ΔN. Forțele tangențiale ΔT tind să producă alunecarea. Forțele care se opun sînt forțele de frecare $\Delta N \operatorname{tg} \Phi$ și de coeziune $c\Delta L$ (Φ este unghiul de tăiere și c coeziunea terenului supus alunecării, iar ΔL lungimea arcului de cerc corespunzătoare fîșiei).

Din raportul între momentul forțelor de frecare și momentul forțelor tangențiale active din toate fîșiile în raport cu centrul cercului de alunecare, se obține coeficientul de siguranță la alunecare al prismului considerat.

Coeficientul de siguranță la alunecare K de-a lungul arcului $A\,E\,D$ al masivului $A\,B\,C\,D\,E$ va fi:

$$K = \frac{\sum \Delta N \operatorname{tg} \Phi + \sum c\Delta L}{\sum \Delta T} = \frac{\sum \Delta G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \Phi + \sum c\Delta L}{\sum \Delta G_n \sin \alpha_n}. \tag{79}$$

De remarcat că forțele ΔT din dreapta verticalei dusă din centrul de alunecare O măresc stabilitatea, numitorul fiind o sumă algebrică.

Pentru coeficientul de siguranță se ajunge la aceeași expresie și scriind momentele forțelor de alunecare și de stabilitate față de centrul de alunecare.

Pentru simplificarea calculului se recomandă [2] ca fîșiile să se împartă astfel ca lățimea lor să fie: $b = \frac{R}{m}$ ($m = 10 \ldots 20$ și R raza cercului de alunecare), iar dispoziția lor să fie simetrică în raport cu verticala care trece prin centrul cercului de alunecare (fig. 6-63, *b*).

Din triunghiul $B\,O\,M_n$ se poate scrie:

$$\sin \alpha_n = \frac{nb}{R} \qquad \text{și} \qquad \cos \alpha_n = \sqrt{1 - \frac{n^2}{m^2}}, \tag{80}$$

n fiind numărul de ordine al fîșiei.

Expresia coeficientului de siguranță devine:

$$K = \frac{\Sigma \Delta G_n \sqrt{1 - \frac{n^2}{m^2}} \operatorname{tg} \Phi_n + \Sigma c \Delta L_n}{\Sigma \Delta G_n \frac{n}{m}}. \tag{81}$$

Dacă terenul este neomogen se introduc în calcul valori diferite pentru γ, Φ sau c, de-a lungul cercului de alunecare.

În terenurile argiloase, din cauza forțelor de tensiune de la partea superioară a taluzului, apar fisuri de care trebuie să se țină seama la evaluarea forțelor de coeziune și frecare. Se recomandă să se considere aceste fisuri ca existente pe aproximativ 1/3 din înălțimea taluzului [10].

Coeficientul de siguranță care se admite în calcule după literatura sovietică este:

$K = 1{,}30 \ldots 1{,}40$ pentru baraje de clasa I de importanță;

$K = 1{,}25 \ldots 1{,}30$ pentru baraje de clasa a II-a de importanță;

$K = 1{,}20$ pentru baraje de clasa a III-a de importanță.

În cazul cînd nu se ține seama de toate forțele care acționează asupra barajului se recomandă $K = 1{,}5$.

Pentru terenurile omogene și fără coeziune, în cazul cînd acționează numai forțele din greutatea proprie, coeficientul de siguranță se poate considera:

$$K = \frac{\operatorname{tg} \Phi}{\operatorname{tg} \beta} \tag{82}$$

unde:

Φ — unghiul taluzului natural;

β — unghiul real al taluzului barajului.

64. Alegerea cercurilor periculoase de alunecare

Verificarea stabilității unui taluz cu metoda descrisă se poate face pentru o infinitate de cercuri care trec prin piciorul taluzului sau sub acesta. Dintre acestea există un cerc pentru care coeficientul de siguranță este minim, denumit *cerc critic de alunecare*. Problema constă în determinarea acestui cerc.

Pentru $c = 0$ și pentru cercuri care trec prin piciorul taluzului, *Fellenius* recomandă să se înceapă calculul pe baza datelor din graficul alăturat (fig. 6-64).

Pentru $c \neq 0$ se aleg centrele pe dreapta care unește muchia superioară a taluzului cu un punct de coordonate $4{,}5\,h$ pe orizontală și h pe verticală, față de piciorul taluzului (fig. 6-65). Pe dreapta astfel obținută se aleg diverse centre pentru cercul de alunecare și se construiește o curbă a coeficientului de siguranță, care prezintă un minim. Pe perpendiculara la dreaptă în punctul cu centrul cercului K_{minim} se aleg alte centre care vor da un alt K_{minim}. Se determină astfel poziția centrului critic. Se verifică și cercuri care trec sub baza taluzului, considerînd $2\,h$ adîncimea limită a curbei sub suprafața terenului.

După *Fandeev* zona centrelor cercurilor de alunecare cele mai periculoase este delimitată de un sector de cerc, precizat ca în figura 6-66.

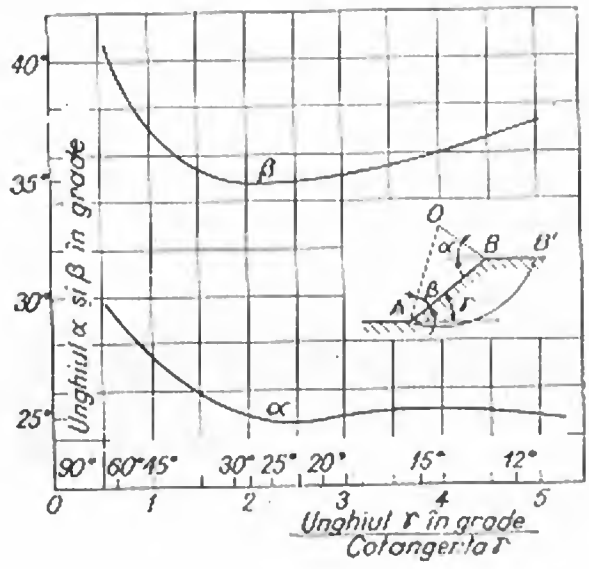


Fig. 6-64. Localizarea centrului critic după Fellenius, pentru $c = 0$.

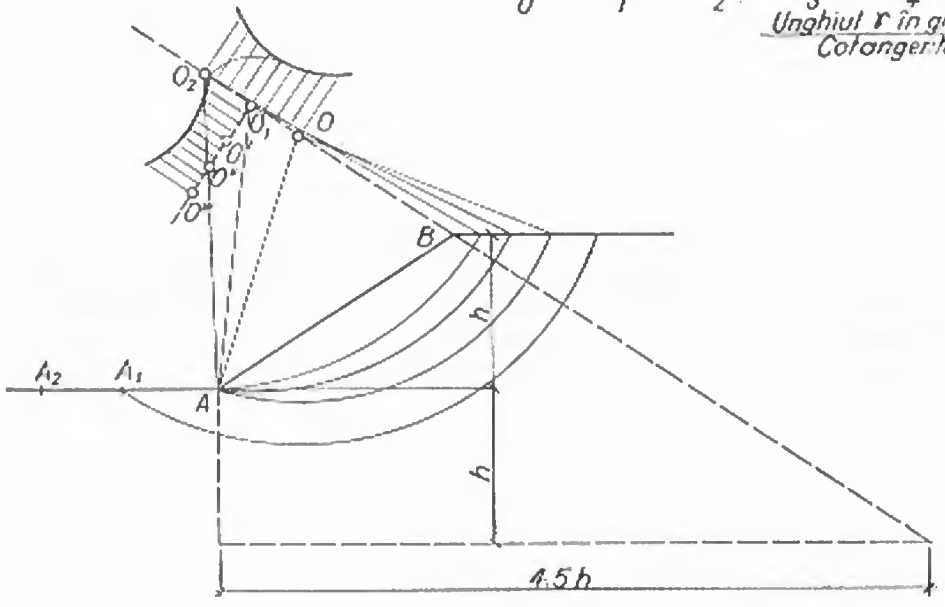
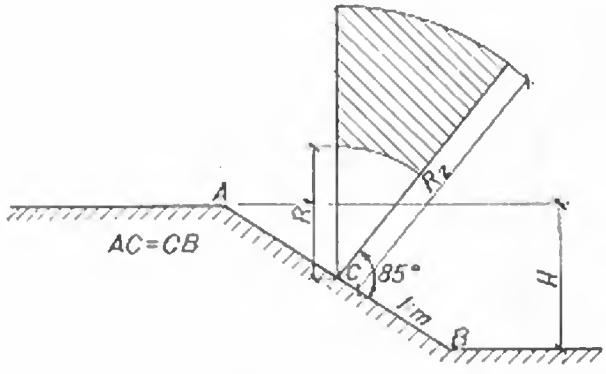


Fig. 6-65. Localizarea centrului curbei de alunecare circulare cea mai periculoasă, pentru $c \neq 0$.



Valori $K = \frac{R}{H}$

1:m	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6
R_1/H	0.75	0.75	1.00	1.50	2.20	3.00
R_2/H	1.50	1.75	2.30	3.75	4.80	5.50

Fig. 6-66. Localizarea centrului critic după Fandeev.

65. Metoda cercului de fricțiune

Se consideră (fig. 6-67) arcul de cerc $ADCB$, de centru O și rază R, un cerc de alunecare posibilă și se presupune că efortul de tăiere τ de-a lungul arcului este constant. În aceste condiții, lungimea corzii BA fiind egală cu L, rezultanta eforturilor de tăiere este egală cu τL și paralelă cu coarda BA.

Momentul rezultantei eforturilor de tăiere în raport cu punctul O este $a\tau L$, a fiind brațul de pîrghie. Lungimea brațului a se obține egalînd suma momentelor forțelor τBA cu a forțelor de tăiere de-a lungul arcului $ADCB$:

$$a\tau L = R\tau \; lung.\; arc\; ADCB,$$

de unde:

$$a = R\frac{lung.\; arc\; ADCB}{L}.$$

Relațiile de mai sus permit să se cunoască poziția și direcția rezultantei eforturilor de tăiere, indiferent de valoarea efortului.

Forțele care echilibrează rezultanta eforturilor de tăiere τL sînt greutatea proprie G și rezultanta S a forțelor de frecare de-a lungul arcului. Forțele de frecare elementare ΔS fac cu normala la arc unghiul Φ și, avînd toate aceeași înclinare de-a lungul arcului de cerc, sînt tangente la un cerc numit cerc de fricțiune, a cărui rază este $R \sin \Phi$. Rezultanta acestor forțe S este de asemenea tangentă la cercul de fricțiune.

Rezultă că triunghiul de forțe este determinat și ca urmare se poate deduce valoarea efortului τ. Dacă $\tau < c$ (coeziunea materialului), atunci echilibrul este asigurat.

Raportul $\frac{c}{\tau}$ poate fi definit ca un coeficient de siguranță în raport cu coeziunea și servește la determinarea cercului critic de alunecare.

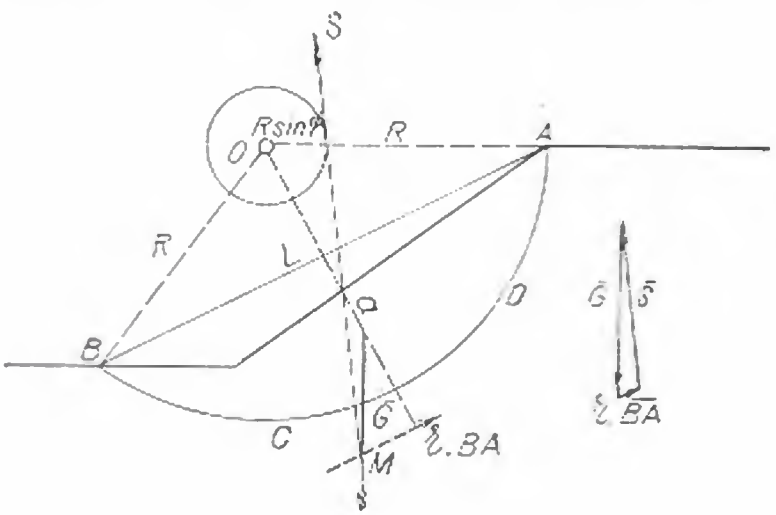


Fig. 6-67. Verificarea stabilității prin metoda cercului de fricțiune.

66. Metode grafice

Dacă fîşiile de calcul se reduc la lăţimi infinit mici, rezultă că orice linie verticală (suprafaţă elementară) cuprinsă între suprafaţa taluzului AC şi cercul de alunecare ABC, multiplicată cu γ, reprezintă greutatea unei fîşii. Aceasta se poate descompune grafic într-o componentă normală la cerc N şi una tangenţială T (fig. 6-68).

Raportînd valorile T şi N obţinute în diferite puncte pe două axe orizontale, se obţin două curbe a căror suprafaţă reprezintă sumele $\sum T$ şi $\sum N$. Suprafeţele $\sum T$ şi $\sum N$ se determină prin planimetrare. Coeficientul de siguranţă K are valoarea:

$$K = \frac{\gamma \text{ aria } N \operatorname{tg} \Phi + cL}{\gamma \text{ aria } T}. \tag{83}$$

În cazul cînd terenul este neomogen se desenează şi se planimetrează separat curbele pentru fiecare material, pe aceeaşi linie de referinţă orizontală.

67. Calculul cu ajutorul maşinilor electronice

Dificultatea la determinarea suprafeţei critice de alunecare şi a coeficientului de siguranţă minim o constituie volumul mare de calcule, indiferent de metoda folosită. Automatizarea calculului cu ajutorul calculatoarelor reduce foarte mult timpul afectat acestor calcule şi permite deci analiza unui număr foarte mare de suprafeţe de alunecare probabile.

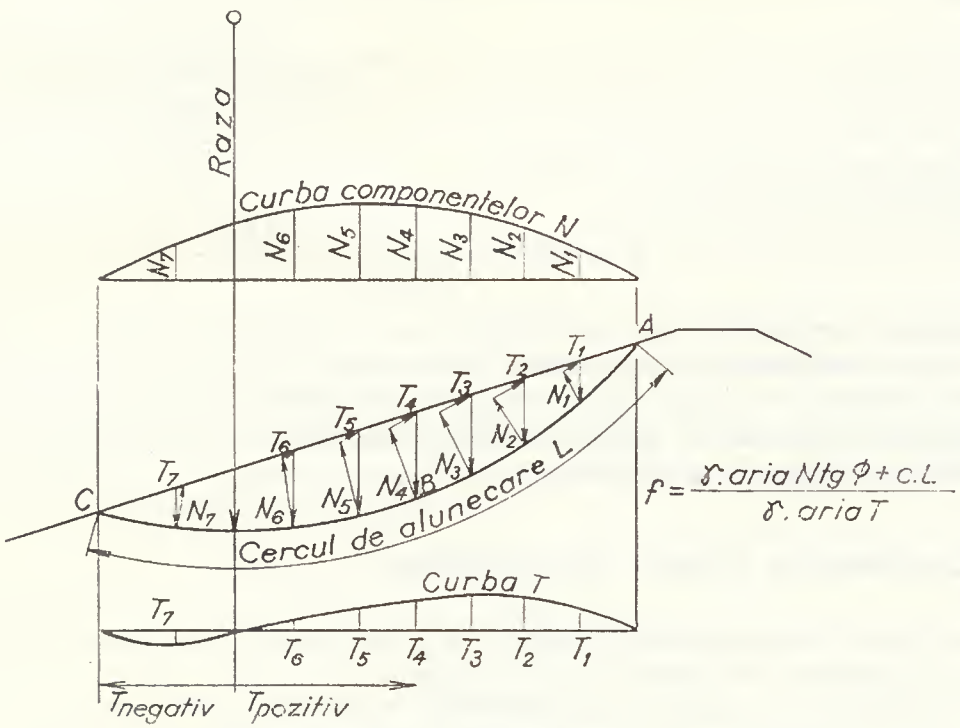


Fig. 6-68. Calculul stabilităţii taluzurilor prin metoda grafică.

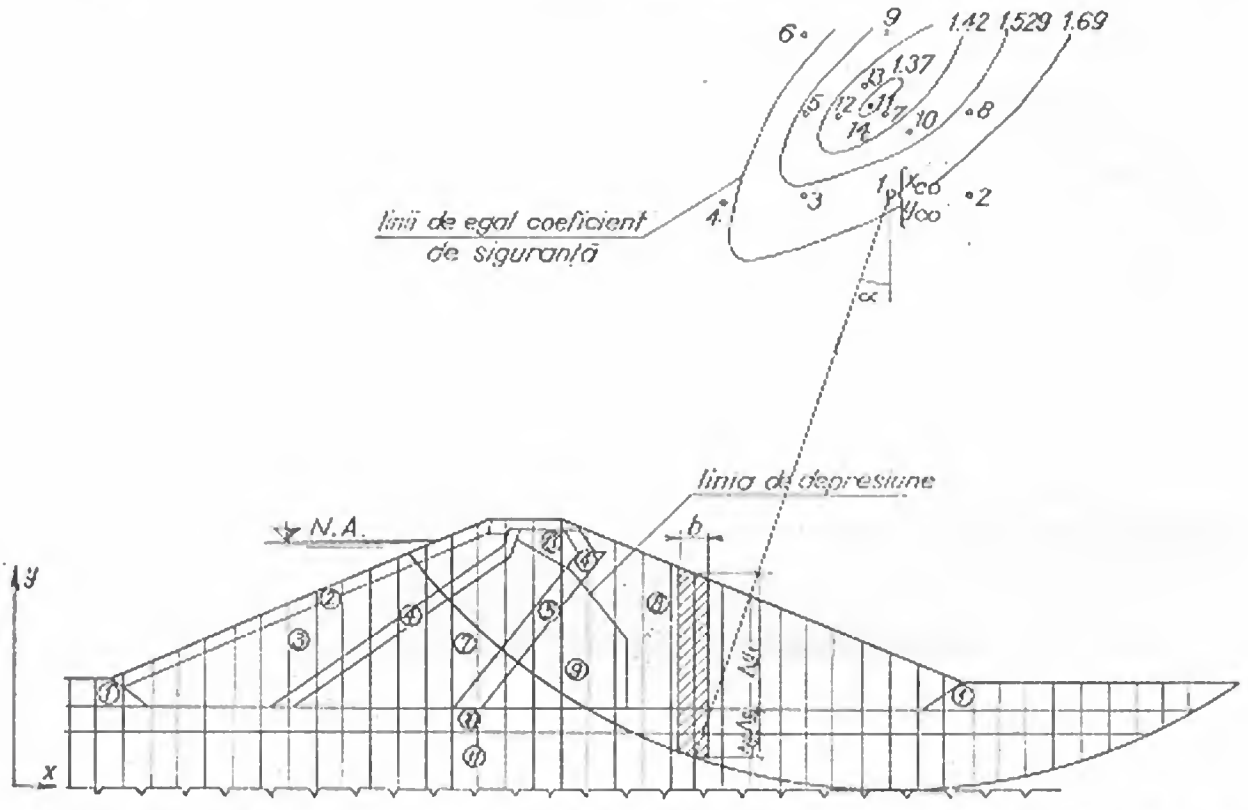


Fig. 6-69. Schema de calcul automat al stabilității taluzurilor pentru baraje neomogene: (*1*) (*2*), (*3*) ... (*11*) zone cu caracteristici diferite; *1*, *2*, *3* ... *14* centrele cercurilor de alunecare analizate.

În memoria calculatorului sînt introduse principalele elemente geometrice ale barajului și proprietățile geotehnice ale tipurilor de pămînt din care este alcătuit. Relația de calcul este cea stabilită pentru cazul cedării taluzului după suprafețele cilindrice circulare (metoda suedeză), în care se ține seama și de efectul infiltrației (W) prin baraj:

$$K = \frac{\Sigma(\Delta N - W)\operatorname{tg}\Phi - \Sigma c\Delta L}{\Sigma\Delta T}, \tag{84}$$

cu aceleași semnificații ale notațiilor ca mai înainte (fig. 6-69).

La un calculator cu performanțe medii, analiza stabilității celor două taluzuri, pentru un baraj ca cel din figura 6-69, durează circa 1,5 ore, ceea ce corespunde unui timp mediu de 20 secunde pentru determinarea coeficientului de siguranță al unei suprafețe de alunecare.

68. Considerarea forțelor de infiltrație

Acțiunea hidrodinamică a apei care se infiltrează prin corpul barajului și în fundația acestuia se reduce la două forțe:

— forța de antrenare după direcția curentului:

$$W = \gamma_w \omega I,$$

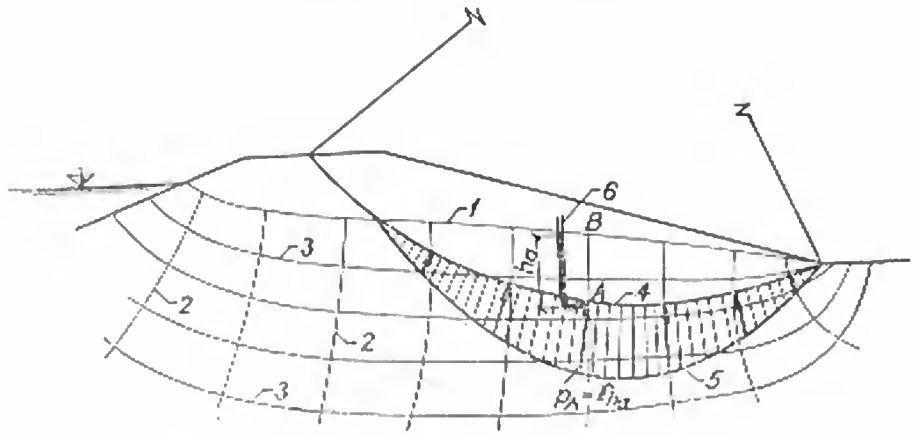


Fig. 6-70. Curba subpresiunilor hidrodinamice:
1 — curbă de depresiune; *2* — linii echipotențiale; *3* — linii de curent; *4* — curbă de alunecare; *5* — diagramă de subpresiuni; *6* — tub piezometric virtual.

unde: γ_w — greutatea volumetrică a apei;
ω — suprafața elementară a unui ochi din rețeaua de curgere;
I — panta medie de curgere;

— subpresiunea apei, care acționează în orice punct al rețelei și are valoarea $p_a = \gamma_w h_a$, unde h_a este înălțimea piezometrică în punctul considerat.

În calcule, aceste forțe se pot lua în considerare în două moduri.

Într-o variantă se consideră că asupra masivului care alunecă acționează:

— greutatea proprie, inclusiv greutatea apei din pori, fără a ține seama de subpresiune (pămînt saturat);

— subpresiunea hidrodinamică a apei de-a lungul cercului de alunecare;

— forțele de coeziune de-a lungul cercului de alunecare;

— forțele de frecare.

Subpresiunea hidrodinamică se determină ca în figura 6-70 folosind rețeaua de curgere. Cu aproximație, se poate considera că subpresiunea într-un punct al curbei de alunecare este egală cu $\gamma_w h$, h fiind înălțimea pe verticală pînă la curba de depresiune.

Folosind metoda de verificare a stabilității cu ajutorul fișiilor, compunerea forțelor se face ca în figura 6-71. Valoarea coeficientului de siguranță se calculează conform formulei (84) dată mai înainte.

Într-o altă variantă, între curba de depresiune și curba de alunecare se consideră pămîntul submersat și se determină separat momentul dat de forțele de infiltrație. Coeficientul de siguranță este în acest caz:

$$K = \frac{\Sigma \Delta N \operatorname{tg} \Phi + \Sigma c \Delta L}{\Sigma \Delta T + \dfrac{M_w}{R}}, \tag{85}$$

unde M_w este momentul forțelor de infiltrație.

În calculele practice M_w se determină ca în figura 6-72, considerînd momentul dat de greutatea apei care ar umple complet volumul cuprins între curba de depre-

siune și nivelul apei din aval. Această variantă de calcul este aplicabilă la verificarea stabilității taluzului amonte, cînd se consideră că lacul se golește brusc.

Verificarea stabilității taluzurilor barajelor de pămînt se face ținînd seama de condițiile cele mai grele și anume, pentru taluzul aval, considerînd curba de

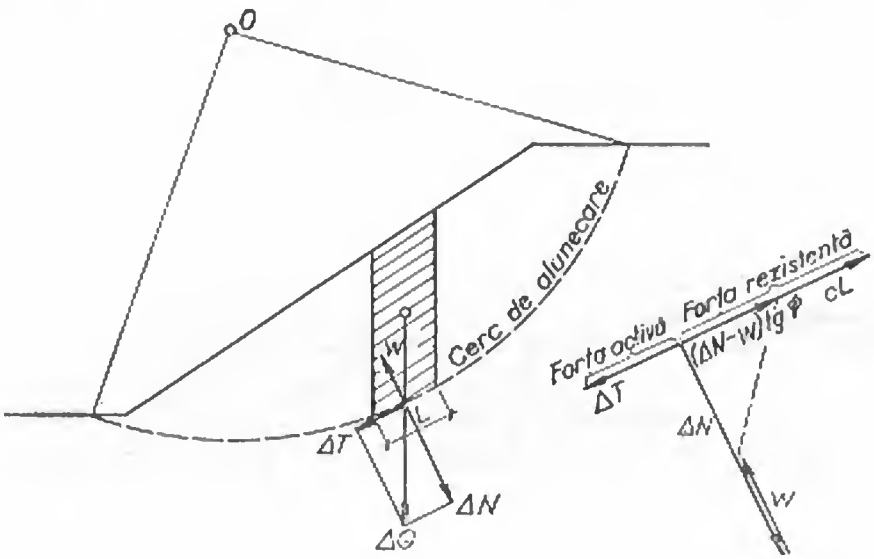


Fig. 6-71. Descompunerea forțelor ținînd seama de subpresiune.

depresiune în poziția cea mai ridicată, iar pentru taluzul amonte, considerînd niveluri intermediare ale apei în lac și golirea bruscă a lacului. La verificarea taluzului aval trebuie avută în vedere și posibilitatea ridicării curbei de depresiune ca urmare a unor ploi prelungite.

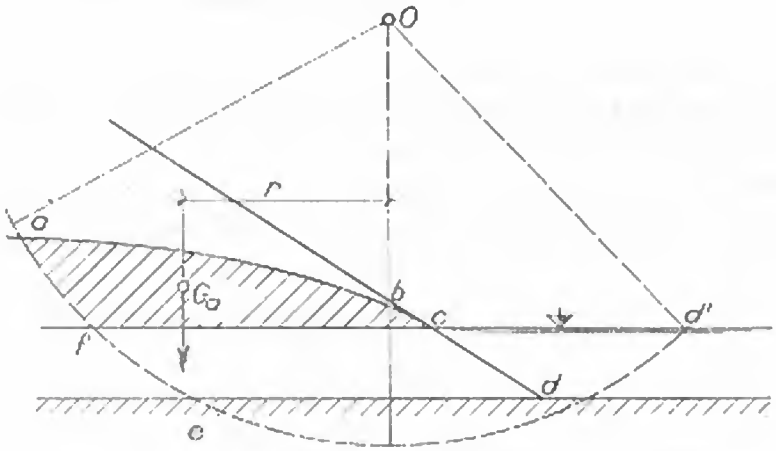


Fig. 6-72. Calculul aproximativ al momentului dat de forțele de infiltrație.

69. Verificarea la spălare a taluzurilor

La ieşirea apei de infiltraţie pe taluzul aval, particulele de pămînt sînt supuse la o forţă suplimentară $\gamma_w I$ pe unitatea de volum.

În punctul A viteza curentului de infiltraţie este tangentă la linia taluzului şi deoarece gradientul hidraulic al apei care se scurge pe taluz este $I = \sin \theta_1$, această viteză tangenţială va fi $V_t = K \sin \theta_1$, iar forţa de antrenare tangenţială pe unitatea de volum va fi $\gamma_w \sin \theta_1$.

Între punctele A şi B direcţia vitezei de ieşire se schimbă treptat, devenind perpendiculară pe taluz în punctul B. În acelaşi timp componenta tangenţială a vitezei rămîne constantă, $v_t = K \sin \theta_1$, iar componenta normală $v_n = K \sin \theta_1 \operatorname{tg} \alpha$ creşte, teoretic ajungînd la infinit în punctul B (diagrama AB_1).

Sub nivelul apei, în porţiunea BC, liniile de curent ies perpendicular şi vitezele sînt în general mai mici decît cele din zona AB.

Într-un punct M, volumul unitar al pămîntului necoeziv se găseşte sub acţiunea greutăţii proprii γ_1 şi a forţei hidrodinamice $\gamma_w I$, care face unghiul α cu taluzul (fig. 6-73).

Condiţia de echilibru al unei particule de pe taluz ($T \leqslant \operatorname{tg} \Phi N$) se scrie sub forma:

$$\gamma_1 \sin \theta_1 + \gamma_w \sin \theta_1 = (\gamma_1 \cos \theta_1 - \gamma_w \sin \theta_1 \operatorname{tg} \alpha) \operatorname{tg} \Phi, \tag{86}$$

de unde:

$$\operatorname{tg} \Phi \geqslant \frac{\gamma_1 + \gamma_w}{\gamma_1 \operatorname{ctg} \theta_1 - \gamma_w \operatorname{tg} \alpha}. \tag{87}$$

În punctul A de ieşire a curbei de depresiune se poate considera $\alpha = 0$ şi în acest caz relaţia devine:

$$\operatorname{tg} \Phi \geqslant \frac{\gamma_1 + \gamma_w}{\gamma_1} \operatorname{tg} \theta_1 \approx 2 \operatorname{tg} \theta_1 \tag{88}$$

sau

$$\operatorname{tg} \theta_1 \leqslant \frac{1}{2} \operatorname{tg} \Phi.$$

Această relaţie indică în mod acoperitor unghiul de înclinare a taluzului din material necoeziv pentru ca el să nu fie spălat. Datorită coeziunii, pămînturile coezive prezintă o siguranţă suplimentară la fenomenul de spălare.

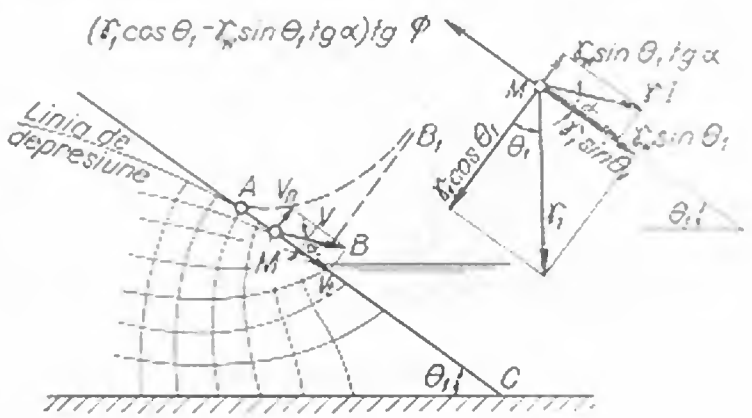


Fig. 6-73. Schema de verificare a taluzului la spălare.

§ 14. STABILITATEA ECRANELOR ȘI PRISMELOR LATERALE

70. Stabilitatea ecranelor și a straturilor de protecție

Calculul stabilității ecranelor barajelor de pămînt se face verificînd posibilitatea de alunecare a stratului de protecție pe ecran și a ecranului însuși, împreună cu stratul de protecție (fig. 6-74).

Pentru verificarea stabilității stratului de protecție a ecranului (fig. 6-74, *a*) se face ipoteza că o parte a acestuia, anume prismul $CC'BD$ de greutate G_1, tinde să alunece pe planul CD, sub acțiunea componentei tangențiale pe planul de alunecare a greutății proprii: $T_1 = G_1 \sin \theta_1$.

Forțele care se opun acestei alunecări sînt E, reacțiunea pasivă a prismei de rezistență ACC' și forța de frecare $S_1 = N_1 \operatorname{tg} \Phi = G_1 \cos \theta_1 \operatorname{tg} \Phi$ (Φ fiind unghiul de tăiere al materialului din ecran). Terenul de fundație se consideră rezistent.

Scriind condiția de echilibru pe orizontală se obține:

$$E = G_1 \frac{\sin \theta_1 \cos \theta_1 - \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \Phi}{\cos \delta}, \tag{89}$$

unde δ este unghiul format de reacțiunea E cu orizontala.

Valoarea reacțiunii E, dedusă astfel, reprezintă împingerea necesară pentru echilibrul la limită. Valoarea împingerii efective E_p, de care este capabilă prisma ACC', trebuie să fie mai mare decît $E_{necesar}$ de 1,2 ... 1,5 ori.

Cazul cel mai defavorabil, în care se face acest calcul, este golirea rapidă a lacului, cînd se consideră greutatea materialului saturat și fără presiunea hidrostatică.

Calculul ecranului propriu-zis se conduce în același mod, considerînd greutatea totală a stratului de protecție și a ecranului care formează volumul $FF'BK$.

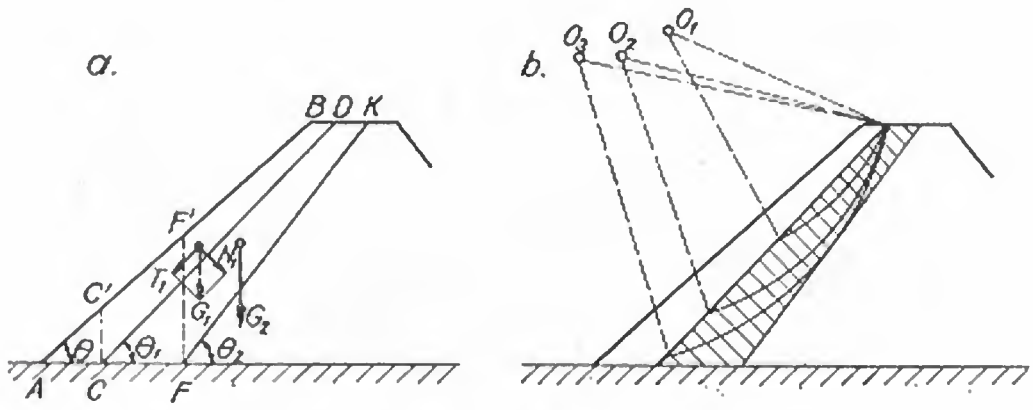


Fig. 6-74. Scheme pentru calculul stabilității ecranului:
a — a stratului de protecție a ecranului; *b* — a ecranului propriu-zis.

Se obţine impingerea necesară E pentru echilibrul la limită:

$$E = G_2 \frac{\sin \theta_2 \cos \theta_2 - \cos^2 \theta_2 \operatorname{tg} \Phi}{\cos \delta}, \tag{90}$$

unde G_2 este greutatea însumată a ecranului şi a stratului de protecţie. Stabilitatea la alunecare a ecranului se verifică şi pentru cercuri de alunecare care trec prin el (fig. 6-74, *b*).

71. Stabilitatea prismelor laterale la barajele executate prin hidromecanizare

Cazul cel mai defavorabil pentru stabilitatea prismei laterale a unui baraj cu nucleu, executat prin sedimentare hidraulică, este perioada apropiată determinarea lucrărilor. În această perioadă creşterea barajului pe înălţime se accelerează, datorită lăţimii sale mai reduse din partea superioară, iar presiunii părţii interioare mai fluide i se opun prisme laterale din ce în ce mai subţiri.

Pentru calculul stabilităţii prismelor laterale cu taluzuri rectilinii, *Grişin* şi *Fedorov* au elaborat o metodă de calcul admiţînd unele ipoteze simplificatoare (fig. 6-75).

Se consideră că suprafaţa de alunecare este plană (*ED*), materialul din prismă nu are coeziune şi forţele de infiltraţie lipsesc. În aceste condiţii împingerea sîmburelui asupra prismei este:

$$Q = \frac{\gamma_1 z^2}{2 \sin \alpha}. \tag{91}$$

În formula (91) s-a neglijat efectul frecării interne a materialului.

Greutatea prismei are expresia:

$$G = \frac{1}{2} \gamma_2 \left\{ \frac{h^2}{[\operatorname{ctg}(\alpha - \beta) + \operatorname{ctg} \xi] \sin^2 \alpha} - (h-z)^2 (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha) \right\}. \tag{92}$$

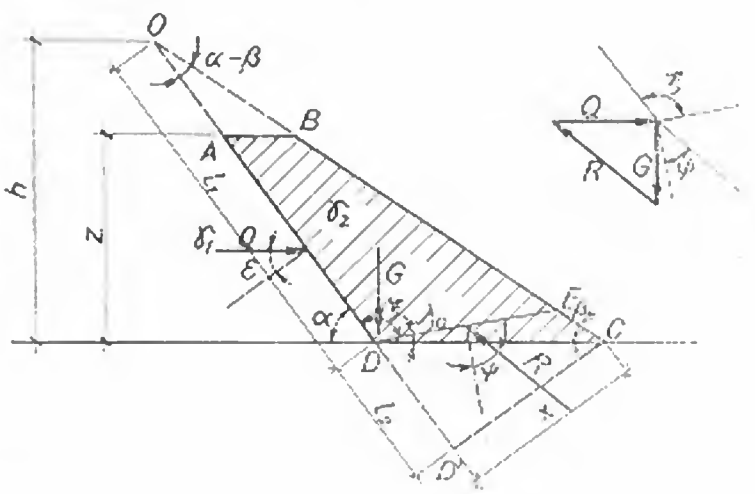


Fig. 6-75. Schema pentru calculul stabilităţii prismelor laterale la baraje executate prin sedimentare.

Cele două forțe sînt echilibrate de rezultanta R care se poate deduce din poligonul forțelor.

Coeficientul de siguranță este:

$$K = \frac{\operatorname{tg} \Phi}{\operatorname{tg} \psi} \tag{93}$$

unde Φ — unghiul de tăiere al materialului din prismă;

ψ — unghiul dintre reacțiunea R și normala la suprafața de alunecare DE.

Planul de alunecare cel mai periculos va fi acela pentru care unghiul ψ are valoare maximă. Acestei situații îi corespunde un unghi λ_0 al planului de alunecare DE cu orizontala, determinat prin relația:

$$\operatorname{tg} \lambda_0 = \frac{ps - rt \pm \sqrt{[(p-t)^2 + (r-s)^2](pt - sr)}}{p^2 + r^2 - (pt + sr)}, \tag{94}$$

unde:

$$s = \gamma_1 \frac{z}{h}\left(2 - \frac{z}{h}\right)(\operatorname{ctg}\beta - \operatorname{ctg}\alpha) - \frac{2Q}{h^2}\cos(\alpha + \varepsilon);$$

$$r = \frac{2Q}{h^2}\sin(\alpha + \varepsilon)\operatorname{ctg}\beta;$$

$$p = \gamma_1 (\operatorname{ctg}\beta - \operatorname{ctg}\alpha)^2 - s\operatorname{ctg}\beta;$$

$$t = \frac{2Q}{h^2}\sin(\alpha - \varepsilon);$$

γ_1 — greutatea volumetrică medie a materialului prismei exterioare;

z — înălțimea barajului de la coronament la secțiunea considerată DC;

h — înălțimea triunghiului ODC;

Unghiul ε se poate considera nul, și în acest caz coeficientul de siguranță trebuie să fie egal cu 1,2 ... 1,5.

§ 15. EXECUȚIA PRIN COMPACTARE

72. Compactarea

Prin compactare se înțelege fenomenul prin care particulele de pămînt se reașază într-o poziție mai densă, micșorîndu-se astfel volumul porilor umplut de aer.

Analiza procesului de compactare arată defășurarea următoarelor etape:

— o reducere de volum ce apare într-un timp relativ scurt după aplicarea sarcinii de compactare, care se realizează prin comprimarea fazei gazoase și expulzarea ei parțială din porii materialului;

— o reducere de volum ce apare progresiv, prin menținerea sarcinii de compactare sau repetarea compactării, datorită unei părți din apa din porii materialului, aflată sub presiune.

Factorii care determină gradul de compactare se grupează în două categorii:

— factori care depind de natura materialului compactat şi de starea sa iniţială;

— factori care depind de natura, intensitatea şi modul de aplicare ale acţiunilor mecanice exterioare prin care se realizează compactarea.

Factorii care depind de natura materialului compactat sînt:

— compoziţia granulometrică şi mineralogică a pămîntului. Pămînturile coezive comparativ cu cele necoezive prezintă dificultăţi de realizare a calităţilor prescrise, care cresc odată cu mărirea conţinutului de argilă şi a plasticităţii. Compactarea lor trebuie să se facă într-o zonă de umiditate optimă, cu abateri maxime de $\pm 2\%$. Pămînturile necoezive sînt mult mai puţin sensibile la variaţiile de umiditate, sensibilitate care scade odată cu creşterea dimensiunilor fracţiunii predominante;

— gradul de neuniformitate al curbei granulometrice. Pămînturile cu un grad de neuniformitate mic ($U_n < 3$) se compactează greu şi ating greutăţi volumetrice reduse. Pe măsura creşterii gradului de neuniformitate, se obţin valori crescătoare pentru γ_d. Valorile maxime se înregistrează la pietrişuri şi balasturi argiloase cu $U_n > 50$;

— forma particulelor. Deformaţia volumetrică variază direct proporţional cu indicele de sfericitate al particulelor;

— umiditatea de compactare. Există o umiditate optimă (w_{optim}), la care pentru aceeaşi energie de compactare (E_c) se obţine greutatea volumetrică uscată maximă a materialului care se compactează (fig. 6-76);

— rezistenţa la sfărîmare a particulelor şi coeficientul de înmuiere. Ele pot conduce la efecte secundare în compactare, prin modificarea granulozităţii şi prin mărirea efectului de compactare prin aport de apă.

Factorii care depind de natura, intensitatea şi modul de aplicare ale acţiunilor mecanice sînt:

— energia de compactare specifică aplicată materialului;

— modul de aplicare a energiei de compactare (pe timp scurt, pe timp îndelungat, prin încărcări repetate);

— aportul de apă la materialele foarte permeabile cu granulaţie mare, la care influenţa umidităţii proprii este neînsemnată, iar coeficientul de scădere a rezistenţei pietrei în stare saturată, faţă de starea uscată, este suficient de mare;

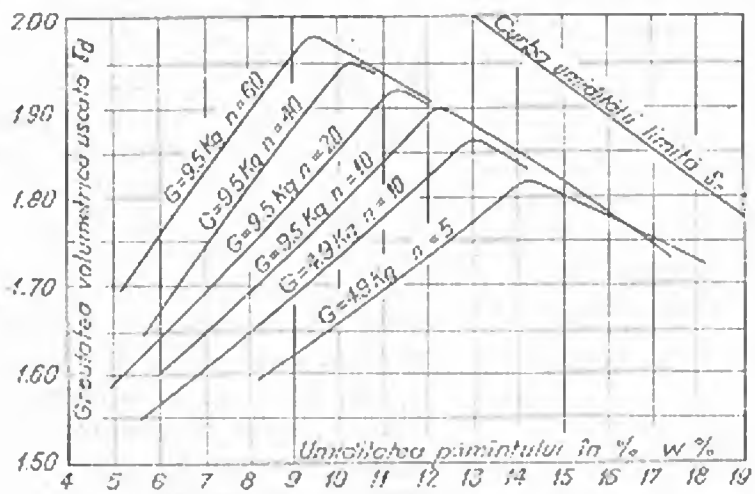


Fig. 6-76. Curbe de compactare $\gamma_d = f(E_c, w)$:
G — greutatea ciocanului de bătere; n — numărul de lovituri.

— condițiile de drenare a materialului compactat, în special la materialele cu permeabilitate mică;

— vibrațiile cu accelerații peste 3 g, care modificînd caracteristicile de frecare interioară la materialele necoezive, conduc la o schimbare calitativă în procesul de compactare.

Din diagrama de compactare din figura 6-76 se vede că pentru un anumit lucru mecanic specific de compactare, se realizează aceeași greutate volumetrică în stare uscată, cu excepția valorii maxime (γ_d), la două umidități diferite ale materialului, una inferioară și alta superioară umidității optime de compactare.

Valorile γ_d, identice în cele două cazuri, nu conduc la concluzia că materialele respective sînt echivalente și ca rezistență. Materialul cu umiditate mai ridicată are un procent mai mic de goluri cu aer (grad de saturație cu apă mai ridicat) decît materialul cu umiditate mai scăzută. Pămînturile la care prin compactare s-a obținut același γ_d, la umidități mai mici, au capacitatea portantă mai mare decît cele cu umiditate mai ridicată.

Prin compactare, adică prin strîngerea particulelor solide una lîngă alta, datorită reducerii părții de aer și apă, se obține implicit mărirea coeziunii și a frecării interioare a materialului, deci creșterea corespunzătoare a rezistenței la tăiere și micșorarea coeficientului de permeabilitate, elemente deosebit de importante pentru barajele de pămînt.

Pentru determinarea gradului de compactare, pe lîngă măsurarea greutății volumetrice uscate, un mijloc sigur de control îl constituie măsurarea rezistenței la penetrare. Aceasta reprezintă rezistența pe care o opune un pămînt compactat la introducerea unui corp cu o dimensiune standardizată (ac de o anumită grosime), cu o viteză constantă, la o anumită adîncime. În figura 6-77 se arată relația care există între rezistența la penetrare și umiditatea pămîntului.

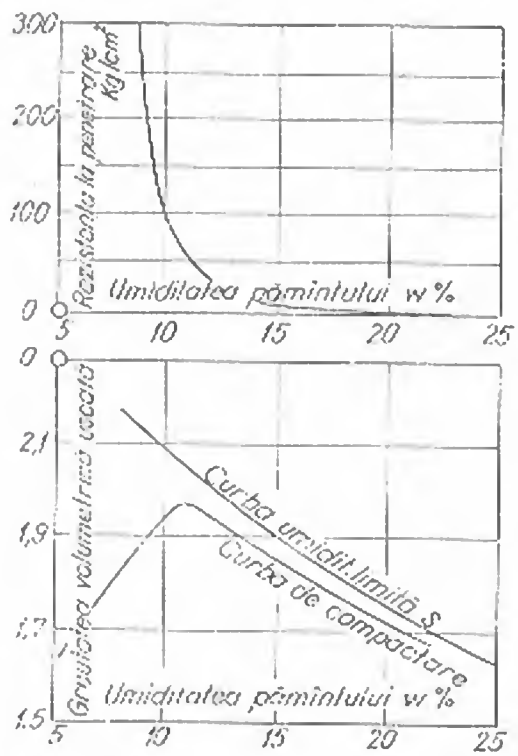


Fig. 6-77. Rezistența la penetrare și curba de compactare funcție de umiditate.

De remarcat că prin măsurarea rezistenței la penetrare se poate ști dacă pămîntul a fost compactat mai „uscat" sau mai „umed", deoarece rezultă două valori diferite ale rezistenței la penetrare pentru cele două valori ale umidității.

În practică, atît curbele de compactare $\gamma_d = f(E_c, w)$ cît și cele ale rezistenței la penetrare, denumită și indice de capacitate portantă I.C.P. $= f(w)$, se trasează în laborator, pe baza unor măsurători standard. Aceste curbe stabilesc umiditatea optimă pentru diverse energii de compactare și rezistențele la penetrare. În laborator, măsurătorile în aparatele de probă se fac pentru fracțiunile mici ale pămînturilor ($D_i < 5$ mm).

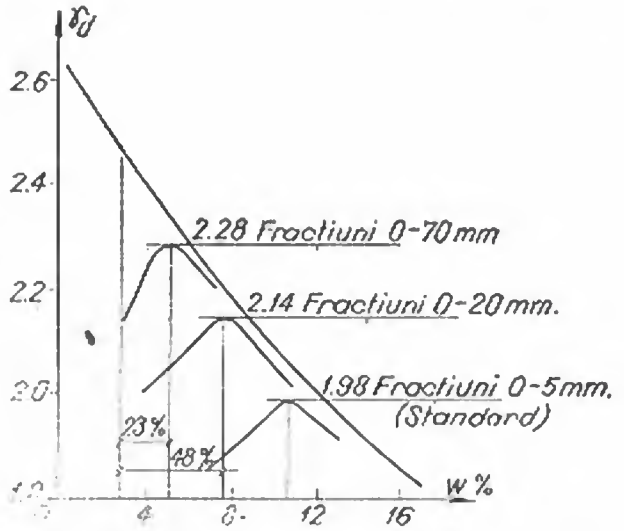


Fig. 6-78. Influența pietrișului asupra compactării.

Pentru pămînturile care conțin pietriș, aceste curbe se corectează. În figura 6-78 se arată influența materialului mare asupra compactării, rezultînd că măsurătorile asupra materialului fin sînt acoperitoare [9].

S-a constatat că în cazul cînd conținutul materialului mare în pămînt este mai mic de 1/3, influența acestuia asupra compactării poate fi neglijată. De asemenea, rezultatele probelor de penetrare în pămînturile necoezive nu sînt concludente, iar cînd conținutul de bolovani este ridicat, proba este ineficace.

73. Alegerea materialelor pentru umpluturi

Practic orice fel de pămînt sau rocă poate fi folosit pentru umpluturi în corpul barajelor de pămînt. S-au folosit cu succes pămînturi cu particule foarte fine, la fel și materiale în bulgări mari sau bolovani, proveniți din calcare și marne degradate.

Nu se recomandă în corpul barajelor pămînturi care cuprind materiale organice în proporții mari (> 6%), pămînturi formate din argile plastice care nu se pot compacta, pămînturi care se dizolvă în apă (cu conținut de ghips, sare etc.) și nisipuri foarte fine, cu particule uniforme.

Alegerea materialelor se face diferit după funcțiunea pe care urmează să o îndeplinească în corpul barajului, ca material pentru un baraj omogen, ca material pentru elementul de etanșare, de rezistență, de protecție sau filtru.

Pentru un baraj omogen, pămîntul ideal este acela în care există suficient material fin, care să umple golurile dintre particulele mari, astfel ca să rezulte un material cu volum minim de goluri. Asemenea pămînt ar avea granulozitatea apropiată de curbele arătate punctat în figura 6-79, care sînt deduse din relația:

$$p = \left(\frac{d}{D}\right)^n, \tag{95}$$

unde: p — procentul în greutate al materialului care trece prin sită;
d — diametrul echivalent al ochiului sitei;
D — diametrul maxim al particulelor de pămînt;
n — coeficient cu valori de 0,25 ... 0,40.

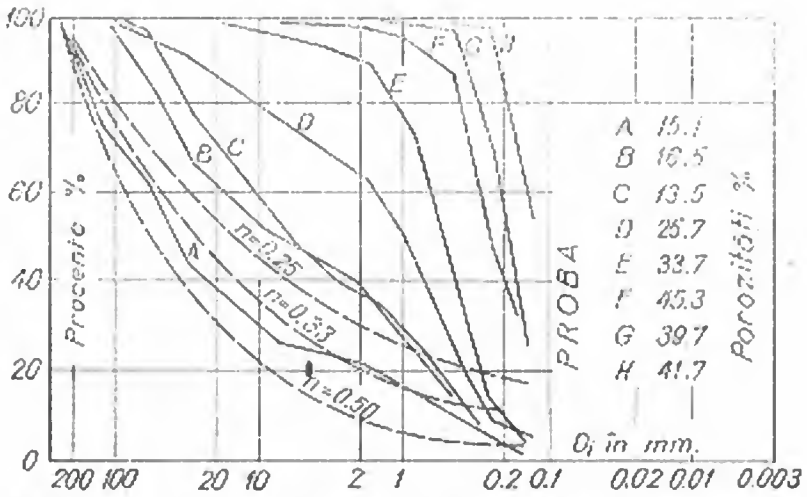


Fig. 6-79. Curbe granulometrice pentru pămînturile utilizate la execuția barajelor de pămînt.

Dacă într-un pămînt, care se apropie ca granulozitate de curbele indicate punctat, există 3% material cu $D_i < 0{,}005$ mm, acesta va asigura impermeabilitatea în corpul barajului. Dacă pămîntul se îndepărtează de curbele indicate este necesar ca procentul de material fin $D_i < 0{,}005$ mm să crească pînă la circa 25%.

Se consideră [2] necesar ca un pămînt bun pentru executarea unor baraje omogene să posede 6 ... 25% material cu $D_i < 0{,}005$ mm. Permeabilitatea unui asemenea material trebuie să fie cuprinsă între 10^{-5} și 10^{-6} cm/s.

Pentru elementele de etanșare—ecrane și nuclee — se folosesc pămînturi argiloase. Cu cît pămîntul conține argilă în cantitate mai mare, cu atît se compactează mai greu și prezintă pericolul unor presiuni mai mari ale apei în pori. În acest caz procentul maxim admis de argilă plastică cu $D_i < 0{,}005$ mm este de 25%, iar ca fracțiune maximă se admite $D_{i\,max} = 12$ cm, în cazul compactării prin cilindrare.

O altă condiție impusă materialului este umiditatea. Dacă umiditatea naturală este apropiată de cea optimă, materialul se folosește fără nici un alt tratament prealabil, micșorîndu-se astfel prețul de cost al materialului pus în operă.

Dacă materialul este prea uscat, deficitul de apă se poate adăuga fie la cilindrare, fie în balastieră, ultima soluție fiind mai indicată. În acest scop, apa se distribuie în balastieră prin aspersiune sau inundare. Adăugarea apei se face cu cîteva luni înainte de săpare pentru a se asigura o umezire uniformă.

Dacă materialul este prea umed balastiera se exploatează pe suprafețe întinse și în straturi de grosime mică, dînd astfel posibilitatea apei din sol să se evapore, sau se sapă șanțuri de drenaj, cu 6 ... 12 luni înainte de exploatarea stratului. Cînd este necesar, pămînturile se amestecă în diferite proporții, pentru a se obține un amestec optim.

Un alt factor important este reprezentat de omogenitatea materialelor din balastieră. Cunoașterea acestui factor elimină surprizele care pot să apară în timpul construcției ca și erorile de execuție.

Materialul pentru zonele de rezistență se alege astfel ca să poată fi pus în operă cu un grad de compactare ridicat, care să asigure rezistențe mari la forfecare

și să aibă o permeabilitate crescătoare din spre elementul de etanșare spre exterior. Și în acest caz, umiditatea și omogenitatea materialelor din balastieră sînt factorii principali. Pe baza cercetărilor efectuate, materialele din balastieră se zonează, stabilindu-se ordinea de folosire în corpul barajului.

74. Săparea și transportul pămîntului

Volumele de terasamente fiind foarte mari, se folosesc utilaje cu indici de productivitate ridicați, utilajele de săpare și transport condiționînd ritmul execuției.

Procedeele de săpare și transport depind de distanța de la balastieră la baraj, de poziția acesteia pe verticală și de grosimea stratului exploatat.

Pentru săpat, se folosesc excavatoare cu capacitatea cupei de 1 ... 3 m^3, dragline, screpere cu volumul cutiei între 6 și 25 m^3 etc. Pentru transport, se recomandă autobasculante de mare capacitate, de 10 ... 15 m^3, screpere și în unele cazuri benzi transportoare.

Săparea cu screperul prezintă avantaje la exploatarea carierelor întinse în straturi puțin adînci, la care fenomenul de evaporare a apei din straturi este intens. În regiunile cu precipitații bogate, săparea cu screperul este limitată de faptul că stratul de la suprafață este prea ud. În acest caz, exploatarea trebuie făcută în abataje înalte, pentru a amesteca pămîntul, folosind excavatoare. Utilizarea screperelor este limitată de asemenea de distanța de transport economică, în general sub 600 m.

Utilajul de transport se dimensionează astfel ca să se realizeze un transport fără întrerupere. Se asigură un număr suficient de mașini și se prevăd drumuri cu două fire de circulație pe toată distanța de transport.

75. Punerea în operă

Materialul adus din balastieră se răspîndește în straturi uniforme cu ajutorul screperelor sau buldozerelor și apoi se cilindrează. Dacă materialul conține bolovani peste 150 mm, aceștia se îndepărtează cu ajutorul unor greble mecanice spre părțile laterale ale barajului sau la stații de concasare.

Straturile se așază în lungul axului barajului, orizontale, în cazul pămînturilor permeabile și cu o înclinare de 1 : 20 ... 1 : 50 spre exterior, în cazul pămînturilor cu permeabilitate redusă, pentru a permite evacuarea apelor de ploaie de pe ampriza umpluturii.

Grosimea straturilor se alege funcție de greutatea cilindrului compactor și de natura terenului. În general, la elementele de etanșare grosimea medie după cilindrare este de 15 cm, iar pentru materialele necoezive, de circa 20 ... 25 cm.

Dacă grosimea straturilor se alege prea mare, rezultă o compactare neuniformă pe verticală, cu efecte negative asupra permeabilității și stabilității barajului. De aceea, toleranțele admise față de grosimea stratului ales sînt mici, de ordinul a 2 ... 3 cm, iar controlul asupra realizării unei compactări uniforme trebuie riguros efectuat, prin probe la fața locului.

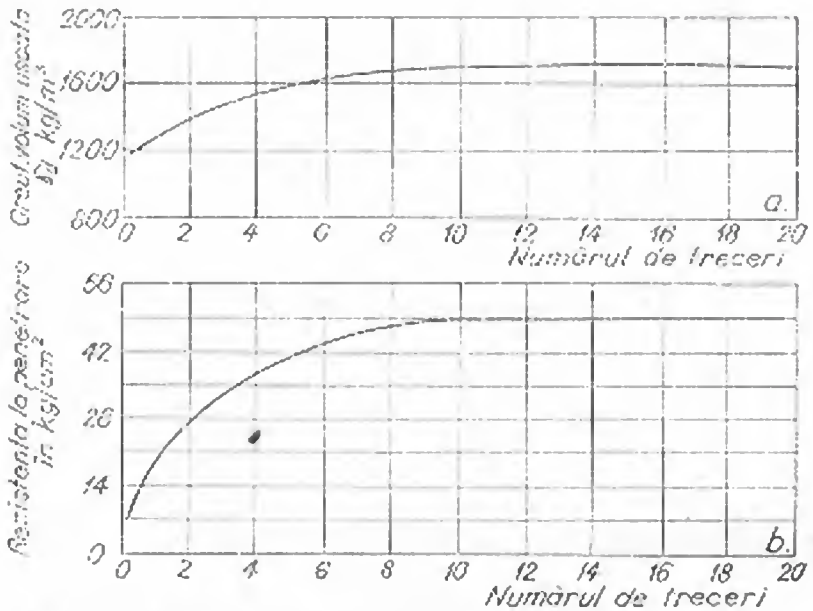


Fig. 6-80. Efectul numărului de treceri ale ruloului (barajul Chickamauga-Tennessee) asupra:
a — greutății volumetrice uscate; *b* — rezistenței la penetrare.

Numărul trecerilor cilindrului pe același strat este funcție de greutatea și tipul cilindrului, de natura terenului și de umiditate. Un teren nisipos necesită un număr de treceri mai mare decît unul argilos, iar o umiditate mai mare micșorează numărul necesar de treceri. Numărul obișnuit de treceri este cuprins între 8 și 16, limitele extreme fiind 4 și 20 de treceri.

În figura 6-80 se arată rezultatul unor experiențe [21] care au condus la concluzia că există un număr de treceri economic. Peste anumite valori ale greutății cilindrului și numărului de treceri, sporul de greutate volumetrică uscată obținut este foarte redus și deci neeconomic.

76. Metode de compactare

Funcție de modul în care utilajul de compactare acționează asupra stratului de pămînt, există următoarele metode de compactare: compactare statică prin cilindrare, compactare prin batere și compactare prin vibrare (fig. 6-81).

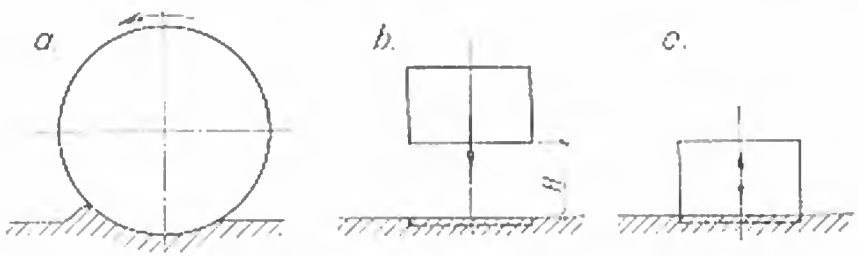


Fig. 6-81. Principiile metodelor de compactare:
a — cilindrare; *b* — batere; *c* — vibrare.

— *Compactarea statică prin cilindrare* se realizează prin trecerea succesivă a utilajului de compactare pe stratul de pămînt. Ea are o mare productivitate şi este adaptabilă unei game largi de materiale. Ca utilaje de compactare statică se folosesc: compactoare cu cilindri netezi, compactoare cu cilindri picior de oaie, compactoare pe pneuri şi alte tipuri, de utilizare mai redusă, ca: rulourile cu grile, cu plăci etc.

Cilindrii netezi obişnuiţi, cu presiuni reduse pe teren, se folosesc pentru lucrări secundare sau pentru netezirea suprafeţelor cilindrate cu alte utilaje.

Cilindrii picior de oaie pot dezvolta în teren presiuni între 15 şi 50 kg/cm², după greutatea cilindrului şi numărul picioarelor. Picioarele au lungimi medii de 20 ... 25 cm şi forme diferite după natura terenului. Compactorul picior de oaie prezintă avantajul că realizează o compactare de profunzime datorită picioarelor, însă, din cauza suprafeţei totale reduse a picioarelor, numărul trecerilor peste strat, pentru obţinerea unei compactări uniforme, creşte uneori pînă la 30 treceri în cazul terenurilor argiloase. Cilindrii picior de oaie sînt cei mai utilizaţi în prezent, în special la compactarea elementelor de etanşare.

Cilindrii pe pneuri sînt nişte remorci puternice, prevăzute cu un număr mare de roţi, pentru a călca o suprafaţă mare. Greutatea lor a ajuns la 50 ... 80 t, dezvoltînd în teren presiuni de 5 ... 7 kg/cm². Funcţie de natura terenului se recomandă următoarele presiuni din pneuri: nisipuri — maximum 2 kg/cm², nisipuri argiloase — maximum 3 ... 4 kg/cm², pămînturi coezive — maximum 6 kg/cm². Se folosesc în special la materialele necoezive, permiţînd îngroşarea stratului şi micşorarea numărului de treceri.

— *Compactarea prin batere* se obţine aplicînd succesiv pe suprafaţa stratului şocuri repetate, produse de căderea unor greutăţi de la o anumită înălţime.

În figura 6-82 se arată presiunile măsurate la diferite adîncimi în timpul impactului, pentru greutăţi de 100 kg, cu diferite dimensiuni ale feţei de batere (suprafaţa de impact). De remarcat că dimensiunile greutăţii au influenţă numai la suprafaţă, în adîncime efectele lor micşorîndu-se considerabil.

Ca utilaje pentru compactarea prin batere se utilizează maiuri şi plăci bătătoare grele, cu baza rotundă sau pătrată, avînd latura cuprinsă între 70 şi 130 cm, greutăţi între 1 şi 4 t şi centrul de greutate cît mai jos pentru a cădea vertical. Alte utilaje sînt maiurile mecanice, cu greutăţi de la 100 la 1200 kg, care prin explozia unui amestec aer-benzină permit utilajului să facă un salt de 15 ... 20 cm, cu o frecvenţă de 50 ... 60 lovituri/min. Vibromaiurile portative au greutăţi de 20 ... 200 kg, sînt acţionate de motoare termice, electrice sau cu aer comprimat. Au o frecvenţă a loviturilor de 500 ... 600 lovituri/min, folosindu-se în locuri înguste, în vecinătatea conductelor, lucrărilor de artă, la compactarea volumelor mici.

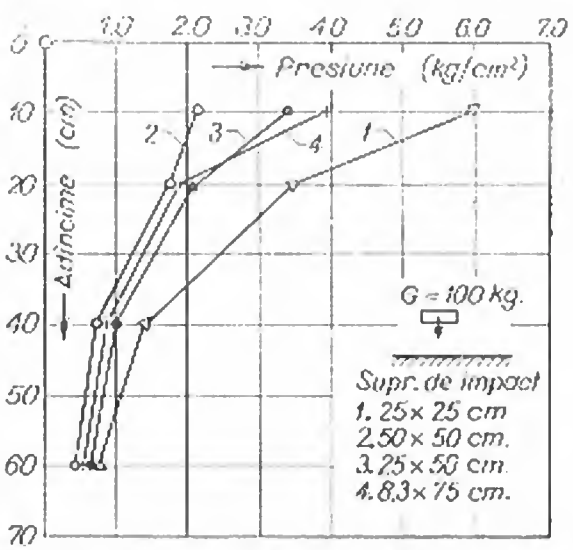


Fig. 6-82. Presiuni măsurate la diferite adîncimi în timpul impactului.

— *Compactarea prin vibrare* reprezintă o metodă modernă, cu aplicaţii din ce în ce mai largi. Metoda constă în

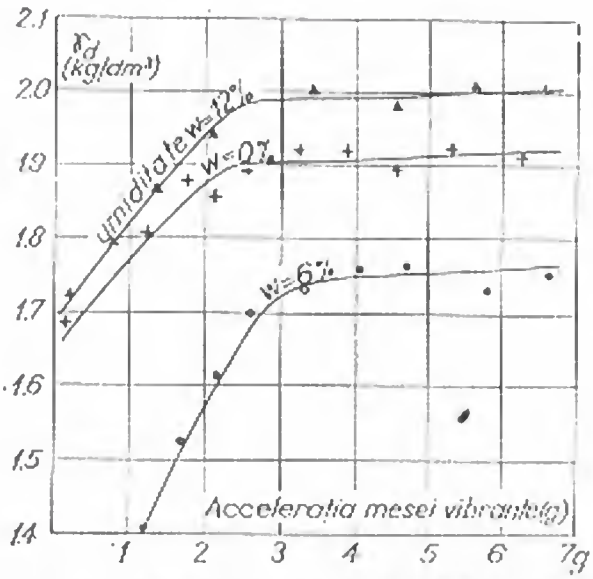


Fig. 6-83. Relația între γ_d și accelerația mesei vibrante (timp de vibrare 3 min).

transmiterea unor vibrații în stratul de pămînt supus compactării, vibrații care provoacă o deplasare relativă a particulelor și o așezare mai compactă a lor. Metoda dă rezultate foarte bune pentru pămînturile necoezive (nisipuri).

Accelerația și frecvența vibrațiilor sînt factori de bază, care influențează asupra stării de îndesare a pămîntului necoeziv. Experiențele arată că frecvența vibrațiilor trebuie să fie mai mare de 1500 ... 1600 cicluri/min. În figura 6-83 se arată influența accelerației vibrației asupra greutății volumetrice a materialului. Se constată că pînă la o accelerație de 3 *g*, creșterea greutății volumetrice este sensibilă, apoi ea se menține practic constantă, independent de creșterea accelerației.

În figura 6-84 se prezintă variația presiunii în funcție de adîncime pentru o compactare echivalentă statică și vibrantă. Se constată eficiența compactării vibrante la nisipuri. În cazul argilelor compactarea vibrantă produce plasticizarea lor, cu efecte dezavantajoase asupra circulației vehiculelor.

Ca utilaje de compactare prin vibrare se folosesc vibratoare manevrate cu utilaje de ridicat, plăci vibratoare și cel mai frecvent rulouri vibrante. Rulourile vibrante au greutăți între 1000 și 11 000 kg și sînt alcătuite din unul sau mai mulți cilindri metalici netezi, avînd în interior mecanismul generator de vibrații, fixat de obicei pe axul de rotire al cilindrului.

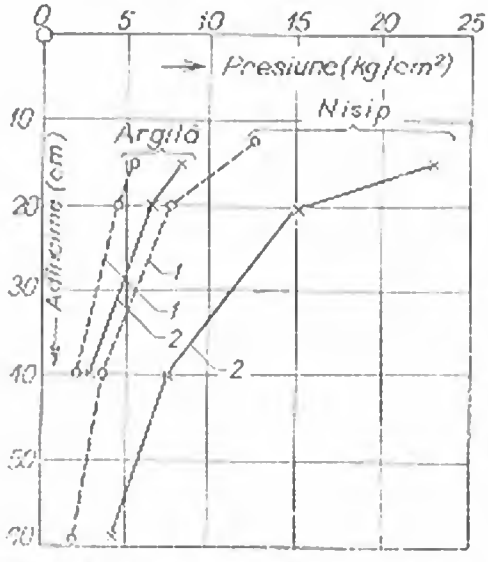


Fig. 6-84. Presiunea la diferite adîncimi în timpul compactării cu rulou static și rulou vibrant CK 10:
1 — compactare statică; *2* — compactare dinamică.

Alegerea metodei de compactare și a utilajului corespunzător se face întotdeauna pe baza unor experiențe cu materialele ce urmează a fi puse în operă. În acest scop, în faza inițială a deschiderii lucrării se construiesc piste experimentale de încercări, pentru găsirea soluției optime.

De exemplu, la barajul *Sarno*, unde materialul avea circa 70% elemente mari cuprinse între 20 și 150 mm, experiențele au arătat că folosirea cilindrilor pe pneuri este contraindicată, folosindu-se cilindri picior de oaie. La barajul *Serre-Ponçon* s-a ajuns la concluzia că și la compactarea nucleului se pot folosi mai economic cilindri pe pneuri.

O compactare suplimentară a umpluturilor o dau utilajele de transport. La terenurile cu conținut mai mare de argilă trecerea prin

același loc a utilajelor de transport conduce la o supracompactare a părții superioare a straturilor. Materialul în această stare se rupe în foi, avînd rezistențe mici la forfecare. De aceea, pentru a evita pericolul supracompactării, drumul utilajelor de transport pe umplutură se modifică continuu.

77. Alte metode de punere în operă

Metoda de compactare prin cilindrare prezintă dificultăți de aplicare în regiunile bogate în precipitații și pentru materialele cu umiditate mai mare decît umiditatea optimă. În cazul cînd materialul este argilos, dificultățile sînt și mai mari, conducînd uneori la stagnarea lucrărilor. În aceste regiuni s-a dezvoltat *metoda umedă de compactare*, folosită în U.R.S.S. și Suedia. Pantele barajelor executate prin această metodă sînt mai dulci decît la cele executate prin metodele clasice de compactare pentru a compensa calitatea inferioară a materialului de umplutură rezultat.

În Suedia metoda se aplică la executarea nucleelor barajelor, materialul folosit provenind din morene argiloase. Utilajele de transport aduc materialul în stare umedă alături de suprafața nucleului (neputînd circula pe el), de unde buldozerele îl împing în straturi groase și-l compactează. Compactarea continuă atît în timpul ploilor intense cît și în timpul iernii, pînă la $-10°C$.

Dacă materialul este uscat, se execută diguri mici care formează suprafețe închise în care se aduce apă, peste care se toarnă materialul din morene.

În U.R.S.S. s-a aplicat această metodă și pentru executarea prismelor, grosimea straturilor turnate în apă ajungînd pînă la 4 m.

Prin această metodă se obțin compactări cu γ_d pînă la 1,6 t/m^3; corpul barajului este mai plastic permițînd tasări inegale, dar tasările ulterioare umplerii lacului sînt foarte reduse. Metoda este aplicabilă pentru pămînturile cu un conținut maxim de părți fine de 20%.

O altă metodă folosită în U.R.S.S. pentru baraje de înălțime mică prevede execuția barajelor sub apă. În riurile cu viteze mai mici ca 1 m/s, se execută mai întîi o banchetă aval din anrocamente mari, care să nu fie antrenate de apă. Se așază apoi succesiv straturile de filtru invers și se descarcă în apă materialul fin format din nisip și nisip argilos, care să asigure etanșeitatea.

78. Umiditatea optimă

Compactarea volumului total al unui baraj la umiditatea optimă și la greutatea volumetrică uscată maximă γ_d nu se poate realiza practic. De aceea în practică se admit anumite abateri pentru γ_d, de $\pm 5\%$ și chiar mai mult. Această greutate volumetrică se poate realiza cu umidități mai mici cu 2 ... 3% sau mari cu 1 ... 2% decît umiditatea optimă.

Folosind un material mai umed se asigură o compactare mai ușoară și se obține un element de etanșare mai impermeabil și mai plastic. Un astfel de baraj rezistă mai ușor la tasări inegale, iar pericolul formării unor fisuri în corpul său

este mai redus. Dezavantajul principal al acestei metode îl constituie pericolul apariției presiunii apei din pori la valori mari, cu efecte negative asupra stabilității.

Executînd umplutura cu umiditate mai redusă, această situație poate fi evitată, dar compactarea se face ceva mai greu ca în situația precedentă.

Alegerea unei variante de lucru se face pe baza unor analize, ținînd seama de mărimea umpluturii, de ritmul de execuție și de perioada de consolidare a materialului. Din practica înregistrată pînă acum rezultă cîteva concluzii:

— apariția presiunii periculoase a apei din pori este puțin probabilă la barajele cu înălțimi mai mici de 30 m și cu sîmbure subțire; în aceste cazuri se recomandă o umiditate mai mare decît cea optimă;

— la barajele mari alegerea se face analizînd creșterea în timp a presiunii apei din pori și consolidarea care se produce.

79. Controlul execuției

La execuția barajelor de pămînt compactate trebuie efectuat un control riguros asupra omogenității umpluturii și a gradului de compactare.

Omogenitatea se verifică vizual. Se urmărește o distribuție uniformă a materialului în corpul barajului și o legătură bună între straturi. Gradul de compactare se verifică prin urmărirea relației greutate volumetrică uscată și umiditate.

Pe baza experiențelor de compactare de pe teren și din laborator se fixează prin caietul de sarcini curbele de compactare pentru diferitele tipuri de pămînt din balastieră și curbele pentru rezistența la penetrare.

Pe șantier se verifică realizarea lor la fiecare 1 000 ... 3 000 m³ terasamente. Se iau probe din umplutură, iar în laboratorul de șantier se determină γ_d și w. Cu acul de măsură se verifică rezistența la penetrare a straturilor. Dacă valorile nu corespund, stratul se scarifică și se cilindrează din nou, corectînd și valoarea umidității.

La intervale mai mari, la 10 000 ... 50 000 m³ material depus în umplutură, se fac probe complete în laboratorul central, inclusiv probe asupra rezistenței la tăiere și a permeabilității. Aceleași probe sînt necesare și la urmărirea execuției cu metoda umedă.

Un rol important în urmărirea execuției îl au piezometrele și aparatele de măsură a presiunii apei din pori, amplasate în corpul umpluturii. Indicațiile lor permit să se ia măsuri din timp, în cazul cînd stabilitatea este periclitată.

80. Organizarea șantierului

Un șantier pentru construcția unui baraj prin compactare presupune un sistem de organizare rațională pentru executarea volumului impresionant de lucrări de terasamente.

Este de dorit ca balastiera să fie amplasată cît mai aproape de baraj (1 500 ... 2 000 m), prețul de cost al metrului cub de umplutură pus în operă crescînd rapid cu distanța. Balastierele pot fi așezate și în viitorul lac de acumulare, cu

condiția să nu se deranjeze etanșeitatea chiuvetei. În cazul unui baraj important ca volum față de volumul de apă acumulat, această amplasare are avantaje economice mari. Cota balastierei este preferabil să fie situată deasupra cotei coronamentului, pentru ca materialul transportat la punerea în operă să coboare.

Întotdeauna se are în vedere posibilitatea folosirii materialelor rezultate din excavațiile de la alte lucrări la ridicarea corpului barajului.

Șantierul trebuie dotat cu un număr suficient de utilaje de săpat și transportat materialul de umplutură. Fluxul tehnologic pentru fiecare etapă de execuție va fi stabilit din timp, cu luarea măsurilor necesare. În special întreținerea drumurilor de transport într-o stare bună trebuie să fie tot timpul în atenția șantierului. Peste umplutură drumurile de transport se vor modifica periodic, pentru a se evita supracompactarea.

Controlul execuției este un factor esențial pentru obținerea unor lucrări de calitate. În acest scop șantierul va avea un laborator bine dotat cu aparatură și personal de specialitate, avînd și o pistă de experimentare, unde se efectuează încercări prealabile cu materialele ce urmează să fie puse în operă.

§ 16. EXECUȚIA PRIN HIDROMECANIZARE

81. Generalități

La barajele de pămînt executate prin hidromecanizare, transportul pămîntului în corpul barajului și punerea în operă se fac cu ajutorul apei.

De obicei la aceste baraje săparea se face tot prin hidromecanizare, folosindu-se hidromonitoare sau drăgi care amestecă pămîntul cu apa, formînd un noroi de consistență circa 1 : 7 ... 1 : 10, care este apoi transportat în amplasamentul barajului pe jgheaburi sau conducte, prin cădere liberă sau prin pompare.

Dacă săparea prin hidromecanizare nu este posibilă sau economică, aceasta se face prin metodele obișnuite, cu ajutorul utilajelor de săpare la uscat. Materialul săpat se transportă la un buncăr de amestec cu apă, de unde se trimite în corpul barajului.

82. Alegerea materialului

În figura 6-85 este arătată zona în care s-au înscris curbele granulometrice ale pămînturilor folosite la construcția unui mare număr de baraje executate prin hidromecanizare. Curbele punctate (*1'*) și (*2'*) sînt cazuri de execuție reale, la care s-au întîmpinat dificultăți în perioada de execuție.

În cazul barajelor neomogene, la care elementul de etanșare se formează prin depunerea particulelor fine în centrul barajului, trebuie ca pămînturile folosite să aibă un coeficient de neuniformitate $U_n \geq 3 \ldots 4$, iar procentul particulelor fine (0,005 ... 0,15 mm) să fie de 15 ... 30 %. Materialele constituite numai din elemente fine, ca argile și prafuri, nu se pot folosi la lucrări mari unde ritmul de execuție este

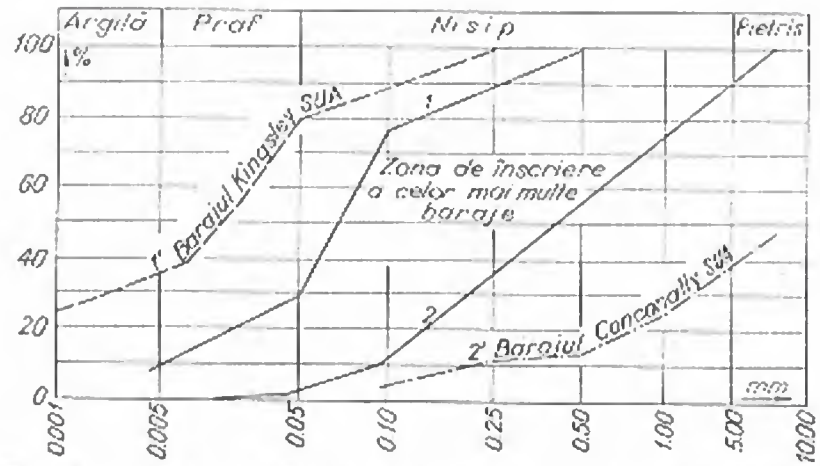


Fig. 6-85. Zona curbelor granulometrice utilizabile la barajele prin hidromecanizare.

ridicat deoarece reţin foarte multă apă şi se consolidează greu. Din aceeaşi cauză particulele cu $D_i < 0{,}005$ mm se elimină odată cu apa folosită la transport. În U.R.S.S. s-au folosit totuşi pămînturi coezive (loessuri) la execuţia unor baraje pînă la 20 m înălţime.

Pămînturile uniforme, cu $U_u < 3 \ldots 4$ şi cu fracţiuni fine mai puţine ca 10%, se folosesc la realizarea barajelor fără sîmbure, la care elementul de etanşare este altfel constituit sau lipseşte.

Pămînturile cu $U_u \approx 1$ nu pot fi utilizate deoarece este posibil ca ele să aibă o densitate inferioară celei critice şi să se comporte ca nişte lichide.

Folosirea materialelor cu bolovani mari (60 ... 150 mm) în cantitate mare este limitată de posibilitatea de transport pe jgheaburi sau conducte.

La execuţia prin hidromecanizare este posibilă sortarea şi dozarea materialelor în buncăre de amestec sau în corpul barajului, astfel că se poate utiliza o gamă foarte variată de pămînturi.

83. Depunerea la barajele cu nucleu

Barajele cu nucleu se execută prin depunerea concomitentă a noroiului de pe ambele părţi ale construcţiei. Noroiul este adus de-a lungul taluzurilor prin conducte şi depus în corpul barajului. Conductele se aşază în două moduri: pe estacade sau direct pe pămîntul de umplutură (fig. 6-86).

În schema de execuţie cu estacade, conductele reazemă pe estacade uşoare, demontabile, înalte de 5 ... 6 m, din care noroiul refulează lateral, prin guri de descărcare aşezate la 5 ... 10 m distanţă (fig. 6-86, *a*).

Noroiul se scurge spre centrul barajului pe o pantă lină de aproximativ 1 : 20, iar particulele de pămînt se depun în ordinea mărimii. Spre centrul barajului ajunge numai apa încărcată cu particulele fine, care formează nucleul. Depunerea acestora necesită un timp mai lung, de aceea în centrul barajului se formează un iaz de decantare. Din iazul decantor apa se scurge parţial prin prismele late-

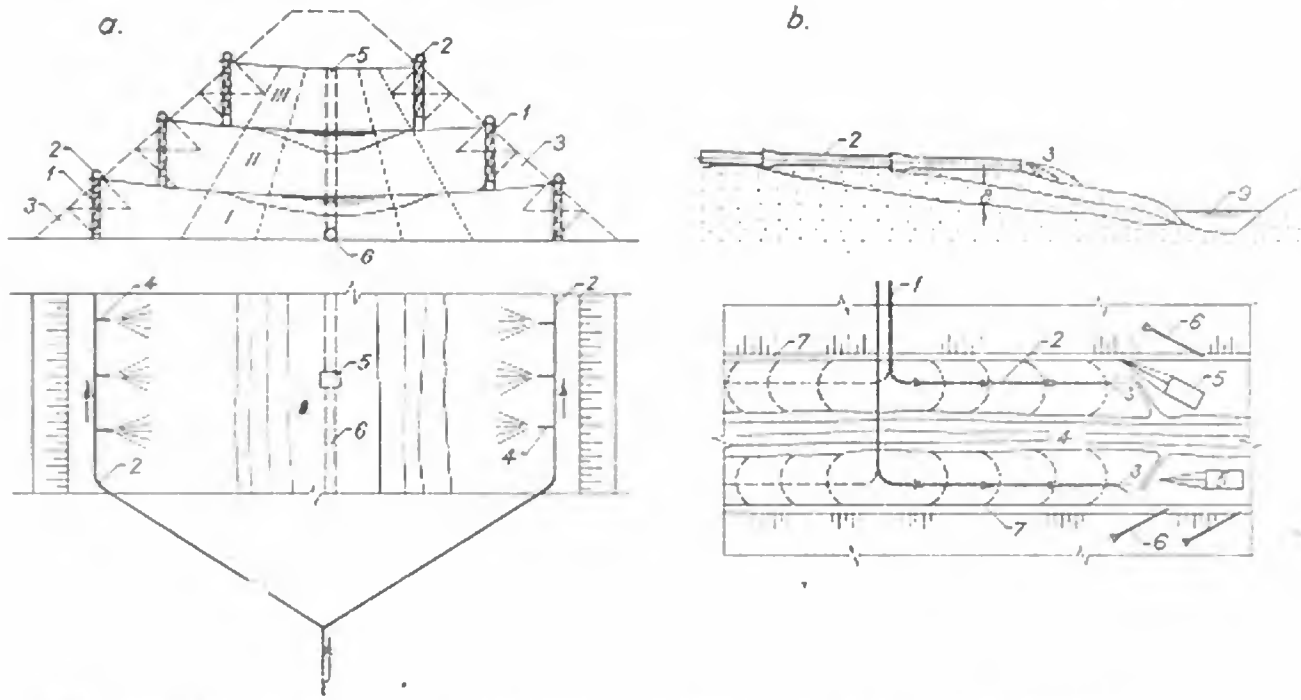


Fig. 6-86. Scheme de execuție a barajelor cu nucleu central prin hidromecanizare:

a — cu conducte pe estacade; *1* — estacadă ușoară; *2* — conducte de noroi; *3* — prisme laterale; *4* — gură de refulare; *5* — puț de descărcare; *6* — colector de apă decantată; *b* — cu conducte fără estacade; *1* — conductă magistrală; *2* — conducte de noroi; *3* — noroi depus; *4* — iaz decanter; *5* — macara ușoară; *6* — conducte pentru montare; *7* — prisme laterale; *8* — strat depus la o trecere; *9* — canal de evacuare.

rale, iar restul se elimină prin puțuri deversoare, care comunică cu conducte de evacuare, sau cu ajutorul unor drăgi refulante.

Timpul de depunere se calculează astfel ca particulele cu $D_i < 0{,}005$ mm să nu se depună, ele evacuîndu-se odată cu apa. Se asigură astfel o consolidare mai rapidă a nucleului. Lățimea iazului este în general egală cu 0,2 ... 0,3 din lățimea barajului la cota respectivă.

La partea superioară, unde nu se poate asigura o lățime suficientă pentru depunerile pe fracțiuni, nucleul se execută cu metode speciale de depunere sau prin compactare.

Depunerile se fac concomitent pe toată lungimea barajului, care are obișnuit 200 ... 500 m. Cînd depunerile ajung la cota conductelor de refulare, se mută estacada la cota superioară și se reia lucrul.

În schema de execuție fără estacade (fig. 6-86, *b*) conductele reazemă pe diguri mici de pămînt, iar refularea noroiului se face pe la capătul lor. Depunerea se face neîntrerupt, montînd și demontînd tronsoane de conductă cu ajutorul unor macarale. Se depun straturi de 0,3 ... 0,5 m în sensul montării conductei și apoi invers, astfel că procesul are caracter continuu. Această metodă s-a aplicat la majoritatea barajelor de pămînt mari, executate în ultimul timp în U.R.S.S., cu rezultate bune.

La execuția barajelor prin metodele descrise mai sus trebuie acordată o mare atenție modului de realizare a nucleului etanș. Pentru stabilitatea barajului este indicat ca nucleul să fie cît mai mic posibil, cu pante 3: 1 ... 4: 1, lățimea sa minimă fiind de circa 6 m. În procesul de depunere este posibil ca lentile de nisip să pătrundă în interiorul nucleului, iar lentile de material fin să rămînă incluse în zona intermediară sau în prismele laterale. Dacă se constată astfel de situații, lentilele străine se îndepărtează prin refulare cu drăgi.

84. Depunerea la baraje fără nucleu

La barajele fără nucleu, pe lîngă metoda de execuție cu depunere din două părți, se aplică și alte metode: depunerea dintr-o singură parte, depunerea în mozaic și depunerea pe la cap, pe tot frontul barajului.

Depunerea dintr-o parte în corpul barajului se aplică la închiderea albiilor rîurilor, fără execuția unor batardouri. În acest caz se execută în apă mai întîi o prismă de piatră și un filtru invers grosier și se începe depunerea de pe prismă. Depunerea se face de pe o plajă întinsă spre amonte, cu un taluz de circa 1: 17 pentru nisipuri și 1: 10 ... 1: 12 pentru pietrișuri. Spre aval se menține cu ajutorul digurilor o pantă de circa 1: 4 (fig. 6-87 *a*, *b*).

Dacă în timpul lucrului, în amonte se execută diguri care să oprească curgerea noroiului, panta taluzului amonte poate fi mărită, putîndu-se realiza cu această metodă baraje cu profil obișnuit (fig. 6-87, *a*). Cu această metodă s-au executat și baraje neomogene, etanșarea obținîndu-se cu ecrane amonte și cu avanradiere, executate prin hidromecanizare sau compactare.

Avantajele barajelor astfel executate constau în depunerea fracționată a materialului în tot corpul barajului, după principiul filtrului invers, eliminîndu-se complet pericolul de sufozie.

Metoda în mozaic (fig. 6-87, *c*) constă din descărcarea noroiului concomitent în tot corpul barajului, printr-un sistem de conducte de refulare așezate pe estacade. Materialul depus astfel nu se mai așază gradat spre centrul barajului, fracțiunile depuse alternînd ca mărime în toate direcțiile. De aceea, dacă pămîntul nu este omogen există pericolul de a nu se realiza drenarea apei și să rezulte zone instabile în corpul barajului. Avantajul metodei constă în viteza mare de execuție.

Asemănătoare cu acest procedeu este depunerea pe la cap prin mai multe conducte, așezate paralel de-a lungul axului barajului. Pentru siguranță, în această metodă se elimină fracțiunile cu $D < 0{,}01$ mm și se execută drenaje speciale pentru apă în perioade de construcție.

De remarcat că la execuția aceluiași baraj se pot aplica diverse metode de depunere funcție de etapa de construcție. În figura 6-88 se arată cazul unui baraj fără nucleu, înalt de 31 m, executat după o metodă combinată. Barajul s-a executat în trei etape:

— etapa I — depunerea în mozaic în apă, la adăpostul unei banchete;

— etapa a II-a — depunerea prismei amonte, prin sedimentare dintr-o parte;

— etapa a III-a — depunerea în partea centrală.

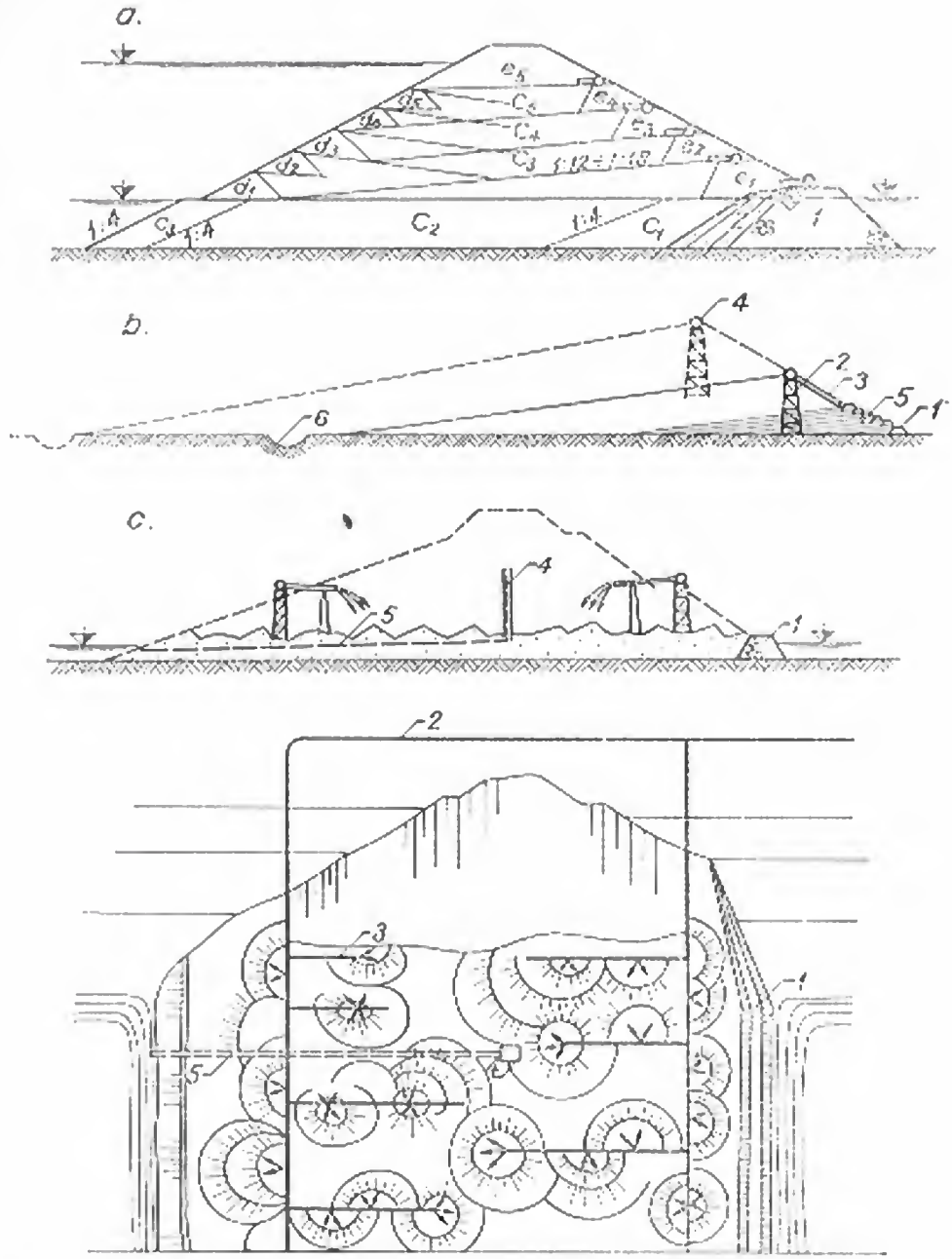


Fig. 6-87. Scheme de execuţie prin hidromecanizare la barajele fără nucleu:

a — prin depunere laterală de pe banchete; *1* — bancheţă de piatră; *2* — filtru invers; $c_1 \dots c_6$ straturi sedimentate din fiecare poziţie a conductei; $d_1 \dots d_6$ diguri amonte; $e_1 \dots e_6$ diguri aval şi umplutură la coronament; *b* — prin depunere de pe estacade; *1* — diguri aval; *2* — estacadă; *3* — igheaburi de depunere; *4* — conductă de noroi; *5* — straturi depuse; *6* — evacuarea apei decantate; *c* — execuţie tip mozaic; *1* — bancheţă de piatră şi filtru; *2* — conductă de noroi; *3* — conducte de distribuţie; *4* — puţ deversor; *5* — colector.

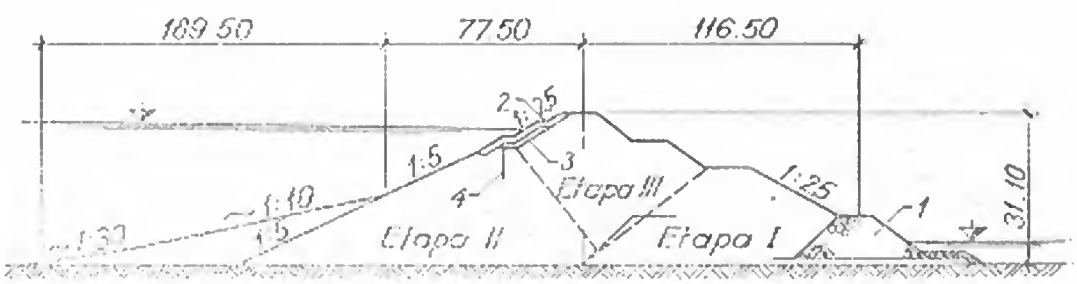


Fig. 6-88. Baraj fără nucleu executat după metoda combinată:

1 — bancheţă de piatră cu căsoaie de lemn; *2* — dale de beton; *3* — filtru; *4* — palplanşe de lemn.

85. Prognoza depunerii materialului

Pentru fixarea tipului de baraj care urmează să fie realizat este necesar să se cunoască indicii geotehnici ai materialului depus în diferitele părți ale corpului său. Există mai multe metode, toate aproximative, care caută să precizeze, pe baza curbelor granulometrice ale materialelor din balastieră, compoziția granulometrică a materialului depus în corpul barajului.

În figura 6-89 se arată metoda propusă de *Gordienko*. Plecînd de la curba granulometrică a materialului din balastieră *ABCD* (fig. 6-89, *a*), se alege un punct arbitrar *M* care se unește prin două drepte *MB* și *MB'* cu punctele care determină, pe axa de origine și pe curbă, diametrul minim admis în corpul barajului. Pe curba materialului depus, punctul *B* se deplasează în *B'*, iar un punct oarecare *C* pe verticală în *C'*, segmentul *CC'* fiind egal cu segmentul *LP*, determinat ca în figură cu ajutorul dreptelor *MB* și *MB'*.

În figura 6-89, *b*, se arată modul de determinare a curbelor pentru barajele cu nucleu. Se pleacă de la curba corectată ca mai sus, prin eliminarea particulelor fine *B'C'D* și se stabilește particula maximă admisă în sîmbure E_1. Cu ajutorul dreptelor ajutătoare *NE'* și NE_2 și *ME'* și ME_1, punctele *N* și *M* fiind arbitrar alese, se trasează curbele granulometrice pentru nucleu și pentru prismele laterale.

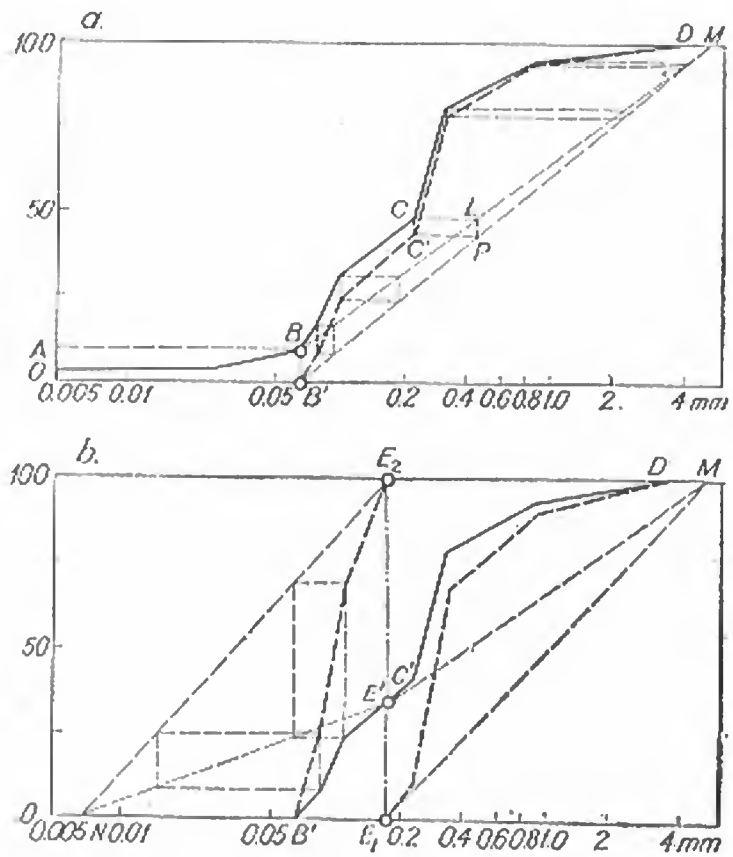


Fig. 6-89. Calculul depunerii materialului prin hidromecanizare:
a — determinarea curbei granulometrice a materialului depus; *b* — determinarea curbelor pentru baraje cu nucleu.

Pentru aprecierea gradului de consolidare a sîmburelui, se poate folosi formula empirică propusă de *Koelzer* și *Lara* [2] pentru depozitele din lacuri:

$$\gamma = \gamma_0 + KT \tag{96}$$

unde:

γ — greutatea volumetrică a sîmburelui după T ani, în g/cm³;
γ_0 — greutatea volumetrică în primul an;
K — coeficient constant pentru fiecare fracțiune;
T — numărul de ani.

Valorile γ_0 și K se dau în tabelul 6-13.

TABELUL 6-13

Nisip 2,0 ... 0,05 mm		Praf 0,05...0,005mm		Argilă < 0,005 mm	
γ_0	K	γ_0	K	γ_0	K
1,48	—	1,04	0,091	0,48	0,256

Greutatea medie a materialului din nucleu se deduce din formula:

$$\gamma = n_1\gamma_1 + n_2\gamma_2 + n_3\gamma_3, \tag{97}$$

unde:

n_i — procentul din amestec al fracțiunii respective;
γ_i — greutatea volumetrică a fracțiunii.

§ 17. TASAREA BARAJELOR DE PAMÎNT

86. Evaluarea tasărilor

Tasarea ca fenomen se desfășoară în două etape: o tasare relativ imediată, datorită reducerii volumului golurilor cu aer al pămîntului și o tasare pe seama consolidării materialului pe măsură ce faza solidă preia o cotă parte, din ce în ce mai mare, din încărcarea totală, odată cu disiparea presiunii apei din pori. În cazul argilelor, acest fenomen poate dura ani de zile, deci în acest timp se vor înregistra și fenomene de tasare la baraj.

Proctor a studiat fenomenul tasării, făcînd numeroase încercări de laborator asupra unor pămînturi foarte variate și obținînd curbele din figura 6-90. Acestea [4] dau tasarea medie, în procente față de înălțimea inițială, funcție de sarcina aplicată (t/m²) și de rezistența la penetrare a pămîntului saturat, înaintea punerii în operă (p_s, în kg/cm²). Toate curbele corespund la pămînturi fără pietre. În practică, dacă volumul pietrelor este mai mic de 1/3 din volumul materialului, diferențele nu sînt sensibile.

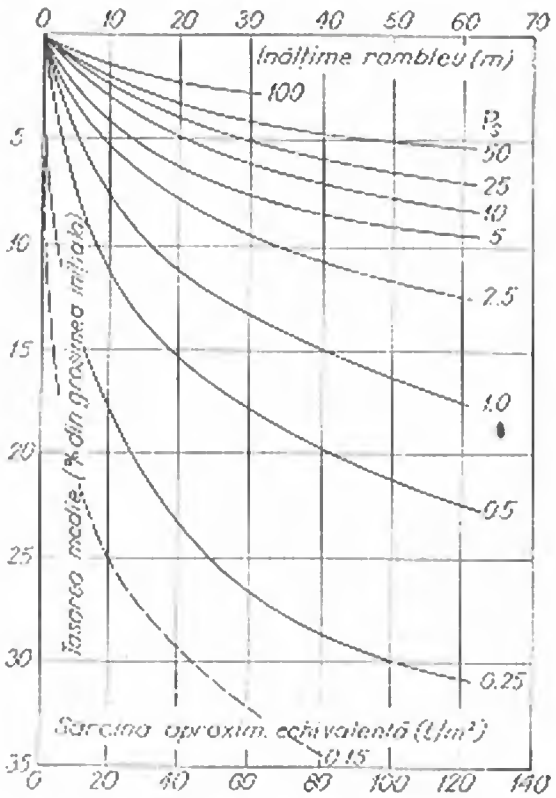


Fig. 6-90. Curbe de tasare Proctor:
p_s — rezistența la penetrare, în kg/cm² a terenului saturat înaintea punerii în operă.

Valorile obținute din diagramă sînt valabile atît pentru pămînturile naturale supuse unei sarcini (cazul fundației barajelor) cît și pentru pămînturile compactate (cazul corpului barajelor de pămînt).

Pentru pămînturile naturale valorile din natură sînt identice cu cele din diagramă, pentru $p_s \approx 0{,}15$ kg/cm², iar pentru $p_s \geq 3$ kg/cm² ele se consideră 1/3 din valoarea rezultată din diagramă. Pentru pămînturile compactate tasarea reală este cuprinsă între jumătate și dublul valorii din diagramă.

Ca ordin de mărime se poate arăta că, în cazul barajelor compactate, încercările de laborator făcute asupra unor probe de material din baraj, încărcate cu sarcini echivalente cu 6 m de rambleu, au măsurat tasări de 0,8 ... 2% din înălțimea inițială.

Problema este și mai acută în cazul barajelor executate prin hidromecanizare, unde tasările sînt mai mari, materialul intrînd în operă fluid și consolidîndu-se greu.

Barajele de pămînt se acomodează bine cu tasările fundației și corpului lor, în perioada de construcție efectele fenomenului de tasare fiind eliminate prin înălțarea barajului la cota din proiect. Tasările care se produc după terminarea construcției pot conduce la necesitatea supraînălțării barajului aflat în exploatare.

Ca fenomen invers, se menționează cazul barajelor construite pe fundații de argilă, care la acțiunea apelor de infiltrație se umflă. Ca urmare a acestui fenomen la prima punere sub sarcină are loc o creștere a înălțimii barajului.

87. Tasări la barajul Mingheceaur

Pentru observații asupra tasărilor s-au plantat 12 repere de adîncime, 50 repere de suprafață și 16 mărci de repere. Măsurătorile s-au efectuat începînd din vara anului 1955, cînd s-a terminat construcția barajului. Ca urmare, măsurătorile nu cuprind tasările fundației și ale corpului barajului în timpul construcției, cînd procesul de tasare a fost mai intens.

După observațiile începute în august 1955 tasarea fundației sub coronamentul barajului a fost cuprinsă între 30 și 60 mm.

Tasarea corpului barajului a fost în general foarte redusă, variind între 50 și 250 mm. În raport cu înălțimea straturilor executate prin depunere hidraulică, tasarea corpului barajului a fost mai mică decît 0,5%.

Procesul de tasare a fundației și a corpului barajului s-a încheiat practic la sfîrșitul anului 1956, deci după un an și jumătate.

BIBLIOGRAFIE

1. * * * *World Register of Dams*, 1965.
2. Grişin, M. *Construcţii hidrotehnice* (trad. din limba rusă). Bucureşti, 1958.
3. Mallet, C., Paquant, J. *Les barrages en terre*. Paris, 1951.
4. Post, G., Londe, P. *Les barrages en terre compactée*. Paris, 1953.
5. Cabanius, J., Maigre, R. *Aménagement de la Durance. Le barrage de Serre-Ponçon*. Travaux, Août, 1958.
6. Stănescu, E., Munteanu, A., Şeibulescu, C. *Construcţia barajelor de pămînt şi anrocamente*. Bucureşti, 1969.
7. Diaconu, A., Constantinescu, C., Georgescu, M. *L'expérience concernant l'étanchement et le drainage des fondations des barrages en terre en Roumanie*. Dixième Congrès des Grands Barrages, Montreal, 1970.
8. Creager, W., Justin, J., Hinds, J. *Engineering for dams vol. III*. New York, 1957.
9. Keil, K. *Der Dammbau*. Grundlagen und Geotechnik der Stau und Verkehrsdämme. Berlin, 1954.
10. Prişcu, R., Constantinescu, M., Apostol, M. *Baraje de acumulare*. Manualul inginerului hidrotehnician, vol. I, Bucureşti, 1969.
11. Lehr, H. *Geotehnică şi Fundaţii*. Bucureşti, 1957.
12. Stăneulescu, I. *Curs de Geotehnică şi Fundaţii*. Bucureşti, 1961.
13. Botea, E., Andrei, S., Manoliu, I., Perlea, V. *Geotehnica construcţiilor hidrotehnice*. Manualul inginerului hidrotehnician, vol. I, Bucureşti, 1969.
14. Bishop, W., Kennard, F., Vaugham, R. *Developments in the measurements and interpretation of pore pressure in earth dams*. Huitième Congrès des Grands Barrages, Edinbourg, 1964.
15. Florin, V. *Teoria consolidării maselor de pămînt*. (în limba rusă). Moscova, 1955.
16. Andrei, S. *Apa în pămînturile nesaturate*. Bucureşti, 1967.
17. Pietraru, V. *Calculul infiltraţiilor prin diguri de pămînt*. (în limba rusă). Bucureşti, 1969.
18. Varlet, H. *Barrages reservoirs* — tome III. Paris, 1966.
19. Certousov, M. *Hidraulică* (trad. din limba rusă). Bucureşti, 1966.
20. Ionescu, S. *Compactarea terasamentelor*. Referate de doctorat, I. C. Bucureşti, 1971.
21. Manta, A. *Compactarea terasamentelor în construcţii hidrotehnice*. Bucureşti, 1968.

CAPITOLUL 7

STĂVILARE

§ 1. CONSIDERAȚII GENERALE

1. Funcții îndeplinite

Stăvilarele sînt baraje de mică înălțime care se construiesc pe cursurile de apă în vederea ridicării nivelului natural și eventual a realizării unei acumulări. Ele asigură captarea sau derivarea debitelor pentru uzine hidroelectrice, pentru alimentări cu apă potabilă sau industrială, pentru irigații, sau mențin în sectorul barat adîncimea necesară pentru navigație. Cum debitele cursurilor de apă prezintă variații mari în timp, în perioadele de ape mari aceste baraje trebuie să aibă capacitatea de a le evacua, fără ca nivelul maxim admis în amonte să fie depășit. Cînd apele captate sînt derivate în aducțiuni cu nivel liber, există de asemenea interesul menținerii unui nivel constant, care să le ferească de variațiile nivelului apei din albia naturală a rîului.

Prin ridicarea nivelului, viteza apei care se deplasează în lacul creat se micșorează și prin aceasta se reduce și capacitatea ei de a transporta aluviuni. Ca urmare, parte din acestea se depun în amonte de baraj, colmatînd fundul lacului. La anumite intervale este deci necesar ca aceste depozite să fie evacuate în aval, fără să se piardă însă cantități prea mari de apă.

O altă funcție pe care trebuie să o îndeplinească un stăvilar este aceea de a evacua cu ușurință corpurile plutitoare, aduse mai ales de apele mari, precum și ghețurile care apar în perioadele de primăvară. Pe marile fluvii, cum ar fi la noi Dunărea, evacuarea ghețurilor reprezintă o problemă importantă care, alături de descărcarea apelor mari, influențează în mare măsură alcătuirea barajelor care s-au executat *(Porțile de Fier)* sau se vor executa în viitor pe acest curs de apă.

Ținînd seama de necesitățile de reglare a nivelului, de evacuare în condițiile cele mai sigure a apelor mari, a aluviunilor, a plutitorilor și a ghețurilor, un stăvilar este compus în general dintr-o parte fixă, construită din zidărie sau beton și o serie de elemente mobile, denumite stavile. Prin manevrarea stavilelor secțiunea barată se poate elibera total sau parțial. În unele cazuri stăvilarul se extinde numai pe o parte din secțiunea barată a rîului, restul fiind ocupat de construcții de alt tip: diguri de pămînt, centrale hidroelectrice, ecluze, deversori fieși, scări de pești etc.

În figura 7-1 sînt schițate dispoziția generală și secțiunea transversală prin stăvilarul construit pe rîul Jiu la *Paroșeni*. El ridică nivelul apelor pentru a deriva un debit maxim de 15 m^3/s către termocentrala situată în aval. Pentru a feri de inundații orașul Lupeni, stăvilarul este prevăzut cu cinci deschideri de cîte 16 m, obturate cu stavile segment. Pe malul drept apar deschiderile de spălare și instalațiile de priză. Pe traseul canalului de aducțiune, executat dintr-o secțiune drept-

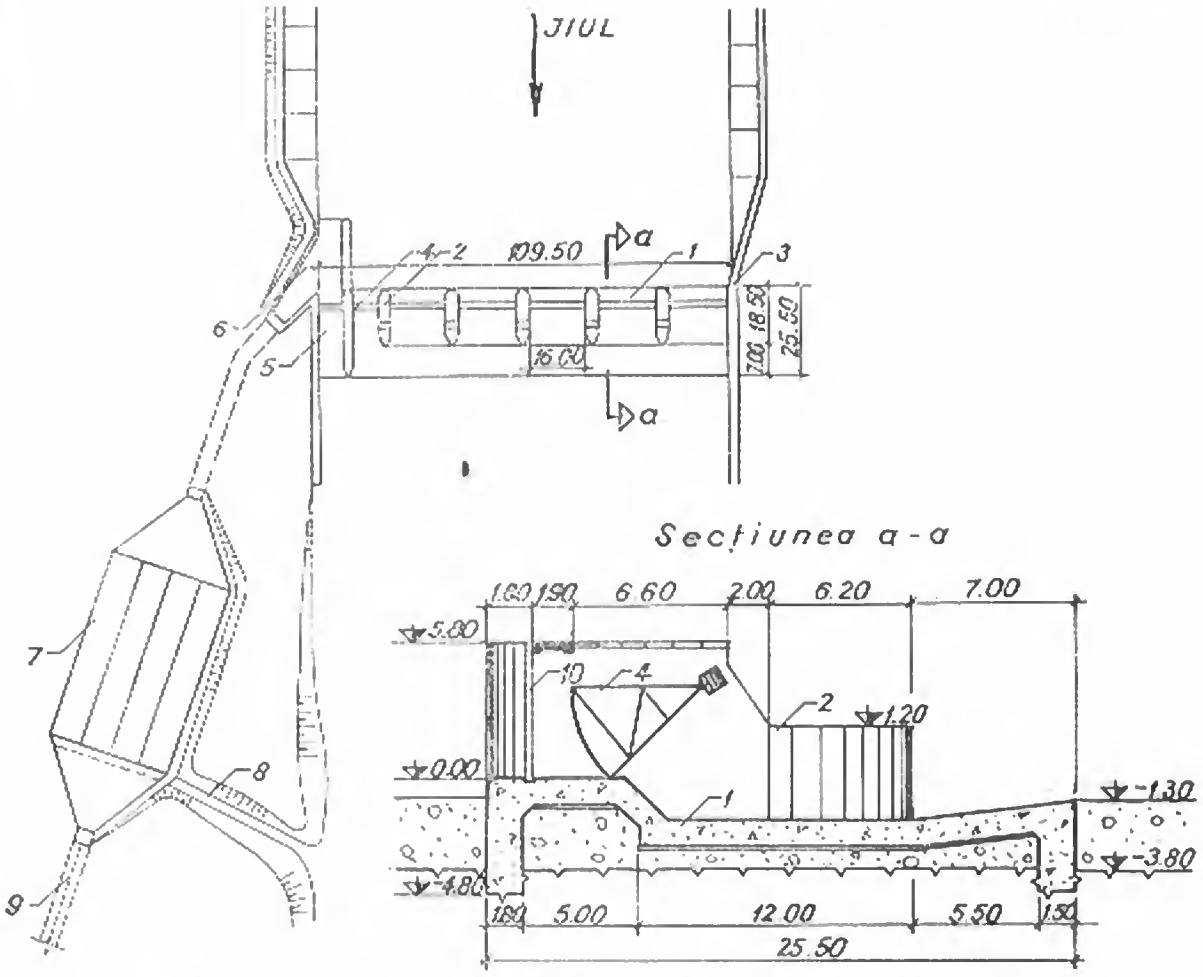


Fig. 7-1. Stăvilarul Paroșeni — dispoziție generală și secțiune curentă:
1 — radier și disipator de energie; *2* — pilă; *3* — culee; *4* — stavilă segment de serviciu; *5* — deschidere de spălare; *6* — priză de apă; *7* — desnisipator; *8* — canal de spălare; *9* — aducțiune; *10* — nișă batardou.

unghiulară cu două fire, se găsește desnisipatorul, prevăzut cu patru camere în paralel. Stăvilarul este încadrat în amonte și în aval de lucrări de regularizare și protecție.

2. Clasificări

Stavilele se clasifică după mai multe criterii (fig. 7-2).

După forma lor, se deosebesc:

— stavile plane;
— stavile segment;
— stavile cilindrice;
— stavile sector;
— stavile clapete;
— stavile ferme hidraulice;
— alte tipuri mai puțin uzuale.

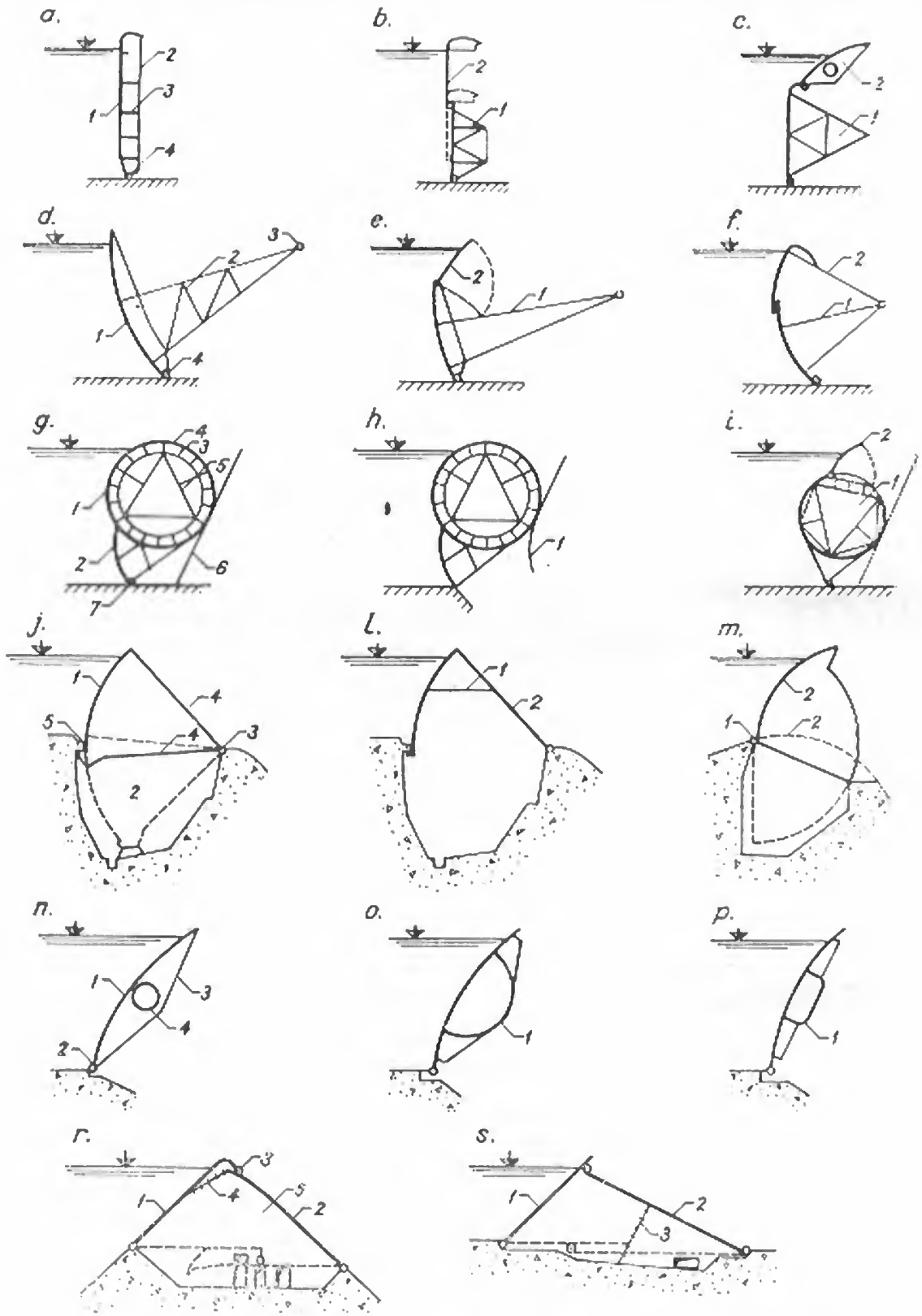


Fig. 7-2. Tipuri de stavile:

a — stavilă plană metalică; *1* — tolă (manta); *2* — antretoaze; *3* — grinzi de rezistență; *4* — grindă de etanșare; *b* — stavilă plană dublă (tip cîrlig); *1* — stavilă principală; *2* — stavilă secundară (cîrlig); *c* — stavilă plană cu clapetă; *1* — stavilă plană; *2* — stavilă clapetă; *d* — stavilă segment; *1* — panou alcătuit din manta, antretoaze, lonjeroane, grinzi de rezistență; *2* — brațe laterale; *3* — articulație; *4* — etanșare de fund; *e* — stavilă segment cu clapetă; *1* — stavilă segment; *2* — stavilă clapetă; *f* — stavilă segment dublă; *1* — stavilă principală; *2* — stavilă secundară; *g* — stavilă cilindrică; *1* — cilindru metalic; *2* — cioc inferior; *3* — lonjeroane; *4* — antretoaze; *5* — caiere de rigidizare; *6* — cremalieră; *h* — stavilă cilindrică mixtă (ridicătoare și coborîtoare); *1* — cremalieră curbă; *i* — stavilă cilindrică cu clapetă; *1* — stavilă principală-cilindrică; *2* — stavilă secundară-clapetă; *j* — stavilă sector-plintitoare; *1* — manta; *2* — cameră de presiune; *3* — articulație; *4* — căptușeală etanșă; *5* — opritor; *l* — stavilă sector înecată; *1* — grindă de rigidizare; *2* — căptușeală etanșă; *m* — stavilă tambur; *1* — articulație; *2* — manta cu profil deversant; *n* — stavilă clapetă; *1* — manta; *2* — articulație; *3* — diafragmă de rigidizare; *4* — tub de rigidizare; *o* — stavilă clapetă — burtă de pește; *1* — burtă de pește rigidă; *p* — stavilă clapetă casetată; *1* — casetă de rigidizare; *r* — stavilă acoperiș; *1* — clapetă amonte; *2* — clapetă aval; *3* — rolă; *4* — lanț de limitare a cursei; *5* — cameră de presiune; *s* — stavilă capcană de urs; *1*, *2* — clapete; *3* — lanț de limitare a cursei.

După modul de transmitere a presiunii apei, se deosebesc:
— stavile care transmit presiunea apei pilelor şi culeelor (plane, segment, cilindrice, batardouri);
— stavile care transmit presiunea apei radierului (sector, clapete, ferme hidraulice);
— stavile care transmit presiunea apei pilelor şi radierului (plane, clapete rotative).

După sensul mişcării lor, se deosebesc:
— stavile ridicătoare (plane, segment, cilindrice);
— stavile coborîtoare (sector, clapete, ferme hidraulice);
— stavile mixte, alcătuite din două elemente mobile: cel superior coborîtor, iar cel inferior ridicător (stavile plane duble, stavile prevăzute cu clapete).

După modul de acţionare stavilele pot fi:
— acţionate manual (stavile plane de lemn sau metalice, de dimensiuni mici);
— acţionate mecanic (orice tip de stavilă);
— acţionate hidraulic (sector, clapete, ferme hidraulice).

După materialul din care sînt construite, se deosebesc:
— stavile metalice (din oţel), care sînt cele mai răspîndite;
— stavile de lemn, care se aplică la deschideri şi înălţimi reduse;
— stavile de beton armat, rar aplicate din cauza greutăţii lor mari.

3. Condiţii de funcţionare

Stavilele unui baraj trebuie să asigure funcţiile arătate atît în condiţii normale de exploatare cît şi în condiţii speciale.

Reglarea nivelului apei, ca şi descărcarea apelor mari, se efectuează prin deschideri de diferite grade ale stavilelor. La stavilele de tip ridicător scurgerea apei se face pe sub corpul lor, iar la cele de tip coborîtor, prin deversare.

Pentru uşurarea manevrării lor, stavilele se construiesc adeseori compuse, adică alcătuite din două elemente, puse în mişcare în mod independent. Aşa sînt stavilele duble, plane sau segment, la care evacuarea apei este posibilă atît pe deasupra stavilei cît şi pe sub aceasta, iar uneori concomitent pe sus şi pe jos. La stavilele ridicătoare s-au aplicat clapetele care permit reglarea fină a nivelului şi evacuarea plutitorilor.

Trecerea gheţurilor şi a corpurilor plutitoare (buşteni, crengi etc.) se realizează în condiţii mai uşoare la stavilele de tip coborîtor, la care se poate crea lama deversantă de grosime corespunzătoare. La stavilele de tip ridicător este necesară eliberarea întregii deschideri prin ridicarea completă a stavilei, fapt care conduce la importante pierderi de apă.

Evacuarea aluviunilor şi a corpurilor tîrîte pe fund se face mai uşor la stavilele ridicătoare, care pot fi deschise numai parţial. Manevra stavilelor coborîtoare poate fi deranjată de aluviunile care pătrund în nişele din radier sau în spaţiile situate între ele şi pile. Ca urmare, aplicarea stavilelor coborîtoare este recomandabilă în cazul barajelor cu praguri înalte, unde aluviunile nu mai au posibilitatea să pătrundă.

Pentru asigurarea etanşeităţii barajului, stavilele nu trebuie să permită scurgeri de apă pe conturul lor, nici la fund (la contactul cu radierul) şi nici lateral (la

contactul cu pilele sau culeele). Pentru a fi eficace, sistemul de etanșare trebuie să fie simplu, rezistent, neafectat de variațiile de temperatură și umiditate și ușor de înlocuit.

În exploatare stavilele trebuie controlate periodic și reparate atunci cînd este cazul. În timpul reviziilor sau reparațiilor stavilele se pun la uscat cu ajutorul batardourilor provizorii, montate în amonte și în aval, pe deschiderea respectivă.

Pentru cazurile în care alimentarea cu energie electrică a mecanismelor de manevră este întreruptă din diverse motive, se recomandă să se prevadă a doua sursă de energie, asigurată printr-un motor termic situat la fața locului. La stavilele mai puțin importante această sursă de rezervă poate fi înlocuită cu un sistem de acționare manual, mai lent și deci mai puțin prompt.

În vederea funcționării pe timp de iarnă trebuie luate măsuri speciale (încălzirea stavilelor, agitarea apei cu aer comprimat în amonte de stavile, spargerea gheții etc.) prin care să se înlăture pericolul de blocare a stavilelor prin înghețare.

§ 2. STAVILE PLANE

4. Generalități

Stavilele plane sînt panouri verticale care se deplasează în nișele pilelor și culeelor, eliberînd, atunci cînd este necesar, deschiderile dintre pile. Ele se folosesc pentru deschideri pînă la 40 m și înălțimi de reținție pînă la 16 m.

Stavilele plane au avantajul simplității constructive, fiind de aceea foarte răspîndite. Ele prezintă însă și anumite dezavantaje: evacuarea gheții și plutitorilor necesită ridicarea completă a stavilelor, conducînd din această cauză la pile înalte; forțele de manevră sînt mai mari decît la alte stavile etc.

La noi în țară se află în exploatare numeroase stavile plane. Astfel, la barajul deversor de la Porțile de Fier cele 14 cîmpuri deversoare sînt închise cu stavile metalice duble (tip cîrlig) cu $L = 25$ m și $H = 15$ m. Alte stavile metalice plane sînt montate la instalațiile centralelor termoelectrice de la Paroșeni, Brazi, Craiova, Tîrnăveni, Borzești, Sîngeorgiu, Luduș etc.

Stavilele plane se clasifică după alcătuirea corpului lor, după modul de deplasare pe verticală și după modul de acționare.

După alcătuire se deosebesc următoarele tipuri:

— stavile de lemn;
— stavile metalice simple;
— stavile metalice duble;
— stavile plane cu clapetă.

După modul de deplasare pe verticală se deosebesc:

— stavile alunecătoare;
— stavile cu role;
— stavile tip Stoney.

După modul de acționare se deosebesc stavile cu acționare manuală și stavile manevrate cu ajutorul electromotoarelor. Forțele de manevră se transmit la corpul stavilelor prin intermediul unor lanțuri sau tije rigide.

5. Stavile de lemn

Stavilele de lemn se realizează din grinzi sau dulapi de lemn joantivi, solidarizaţi prin buloane (fig. 7-3, *a*), iar la dimensiuni mai mari şi prin platbande metalice (fig. 7-3, *b*) [1]. Se folosesc la lucrări de importanţă secundară, pentru deschideri şi înălţimi mici, în jur de 1,50 ... 2,00 m. Grosimea maximă economică a panoului de lemn este de circa 30 cm.

Pentru etanşare, dulapii sau grinzile se solidarizează prin tole metalice sau şipci de lemn (fig. 7-4, *a*, *b*), sau se prevăd cu un nut călăfătuit cu cîlţi şi bitum (fig. 7-4, *c*). La stavile mai mari între grinzile de lemn se prevăd uneori profile metalice laminate I, sporindu-se şi capacitatea de rezistenţă la presiunea apei (fig. 7-4, *d*). De asemenea grosimea pe verticală a stavilei poate avea 1 sau 2 puncte de variaţie a secţiunii (fig. 7-4, *e*).

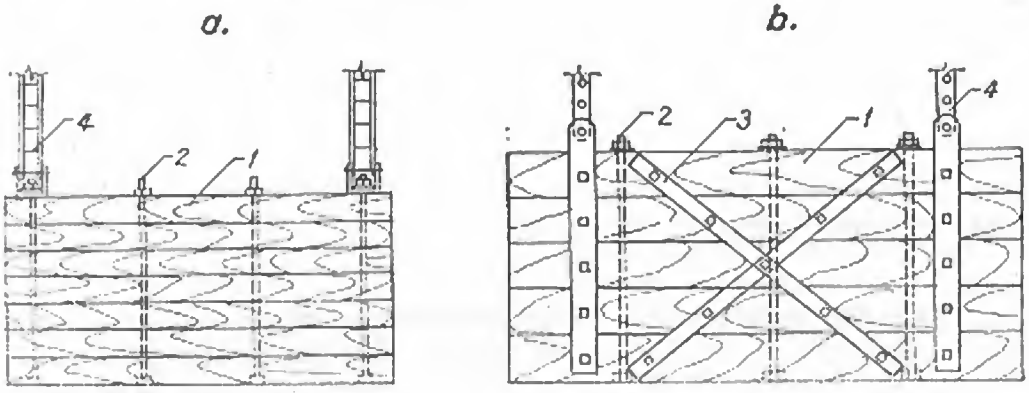


Fig. 7-3. Stavile de lemn:
a — solidarizate cu buloane; *b* — solidarizate cu platbande şi buloane; *1* — grinzi sau dulapi de lemn joantivi; *2* — bulon; *3* — platbandă; *4* — tijă de manevră.

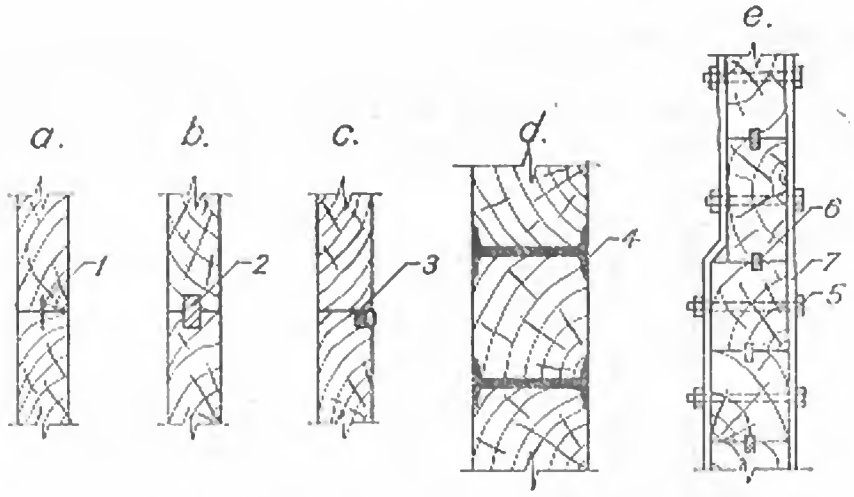


Fig. 7-4. Etanşarea stavilelor de lemn:
a — cu tolă metalică; *b* — cu şipcă de lemn; *c* — cu nut; *d* — cu profile metalice; *e* — cu şipci de lemn şi platbande de strîngere; *1* — tolă; *2* — şipcă de lemn; *3* — nut călăfătuit cu cîlţi şi bitum; *4* — profil I; *5* — bulon; *6* — etanşare; *7* — platbandă.

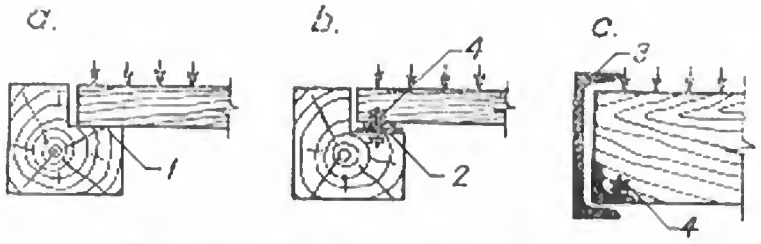


Fig. 7-5. Rezemări la stavile de lemn:
a — lemn pe lemn; *b*, *c* — metal pe metal; *1* — suprafață de rezemare; *2* — platbande; *3* — profile U, L; *4* — buloane.

Etanșarea laterală a stavilelor de lemn se realizează prin contactul cu pereții nișei, sub acțiunea împingerii apei. La dimensiuni mici rezemarea se face lemn pe lemn (fig. 7-5, *a*), însă în general pereții nișei se căptușesc cu profile metalice, iar de panoul stavilei se fixează la margine un profil de oțel lat sau cornier, astfel încît rezemarea să se facă metal pe metal (fig. 7-5 *b*, *c*).

Etanșarea de fund se realizează prin rezemarea panoului de lemn de un profil metalic fixat în radier.

6. Stavile metalice simple

Corpul stavilei este alcătuit din scheletul de rezistență și tola (tabla, mantaua) de etanșare. Scheletul de rezistență este alcătuit din mai multe grinzi orizontale auxiliare (numite lonjeroane), grinzi verticale (numite antretoaze) și grinzi orizontale de rezistență (principale). La stavile de dimensiuni mai mici, pentru grinzile orizontale se folosesc profile I sau profile compuse cu inimă plină, astfel distribuite pe înălțimea stavilei, încît să fie egal solicitate și secțiunea lor să rezulte constantă (fig. 7-6).

La stavilele de dimensiuni importante, un număr prea mare de grinzi orizontale face ca întreținerea corpului stavilei să devină dificilă, deoarece se creează un număr mare de colțuri și interspații între grinzi. La astfel de stavile, scheletul de rezistență se alcătuiește numai din două grinzi principale orizontale, accesibile

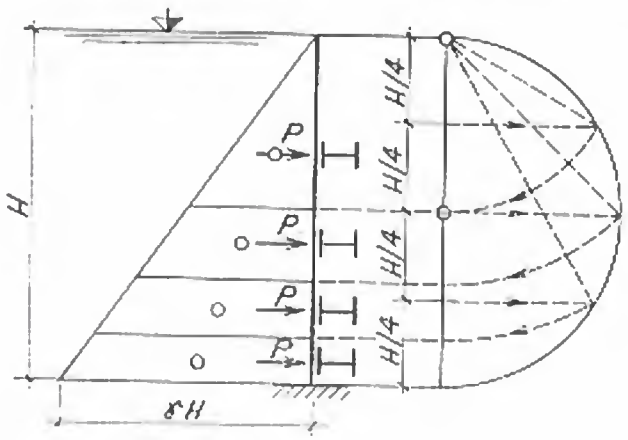


Fig. 7-6. Distribuția grinzilor de rezistență la o stavilă plană.

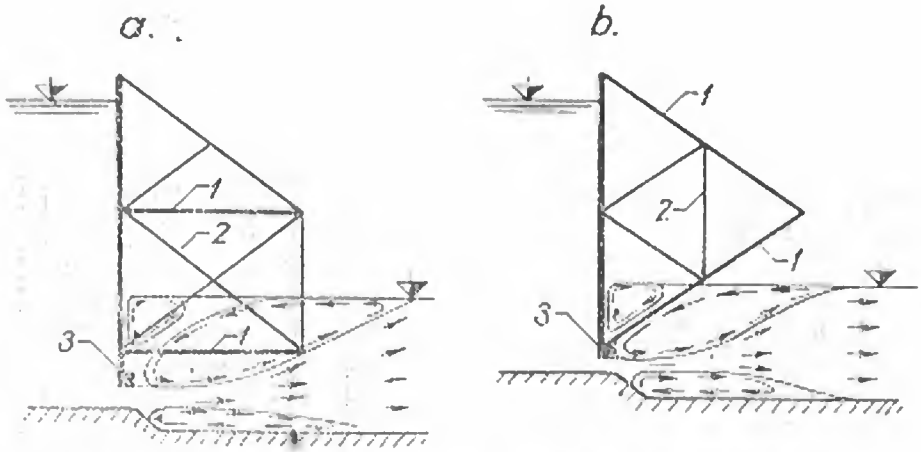


Fig. 7-7. Dispunerea grinzilor de rezistență la stavile plane:
a — orizontal; *b* — triunghiular; *1* — grinzi principale; *2* — contravintuiri; *3* — etanșare de fund.

din toate părțile (fig. 7-7, *a*). Pentru ca cele două grinzi să fie de secțiune identică, ele se dispun astfel ca să preia aceeași sarcină hidrostatică.

La stavilele de construcție mai recentă grinzile principale sînt dispuse pe laturile unui triunghi (fig. 7-7, *b*). În comparație cu o stavilă cu grinzile dispuse în plan orizontal, această așezare prezintă avantajul că este mai ferită de acțiunea vîrtejului de apă ce se formează la înecarea saltului în aval de stavilă.

Pentru reducerea grosimii tolei de etanșare, la stavilele de dimensiuni importante se mai prevăd grinzi secundare orizontale, alcătuite din profile laminate I sau U.

Pentru stavilele plane amplasate pe rîuri cu un transport important de corpuri plutitoare și gheață, s-au construit stavile casetate sau cheson, care sînt închise cu tolă pe toate părțile (fig. 7-8) [2].

Avantajul acestui mod de alcătuire constă în faptul că protejează scheletul de rezistență și permite încălzirea stavilei din interior. Dezavantajul principal îl constituie însă faptul că portanța crește în mod sensibil, fiind necesar să se prevadă orificii în tolă pentru ca apa să poată pătrunde în interior. Aceste orificii prezintă la rîndul lor neajunsul de a favoriza depunerea mîlului în interiorul corpului stavilei.

În ultimii ani se folosește pe scară largă sudura la alcătuirea scheletului stavilelor plane. Sudura a permis realizarea unor stavile plane cu grosimea de construcție mai redusă (în înălțimea grinzilor principale fiind cuprinsă și înălțimea lonjeroanelor, antretoazelor, tolei). În același timp se asigură o bună conlucrare a tolei cu celelalte elemente de rezistență, astfel că tola, pe lîngă rolul de reținere a apei folosește și ca element de rezistență.

7. Etanșarea stavilelor metalice

Etanșările de pe conturul stavilelor metalice au rolul de a opri scurgerea apei la contactul dintre stavile și radier sau pile, în poziția de închidere. Se deosebesc astfel etanșări laterale și etanșări de fund.

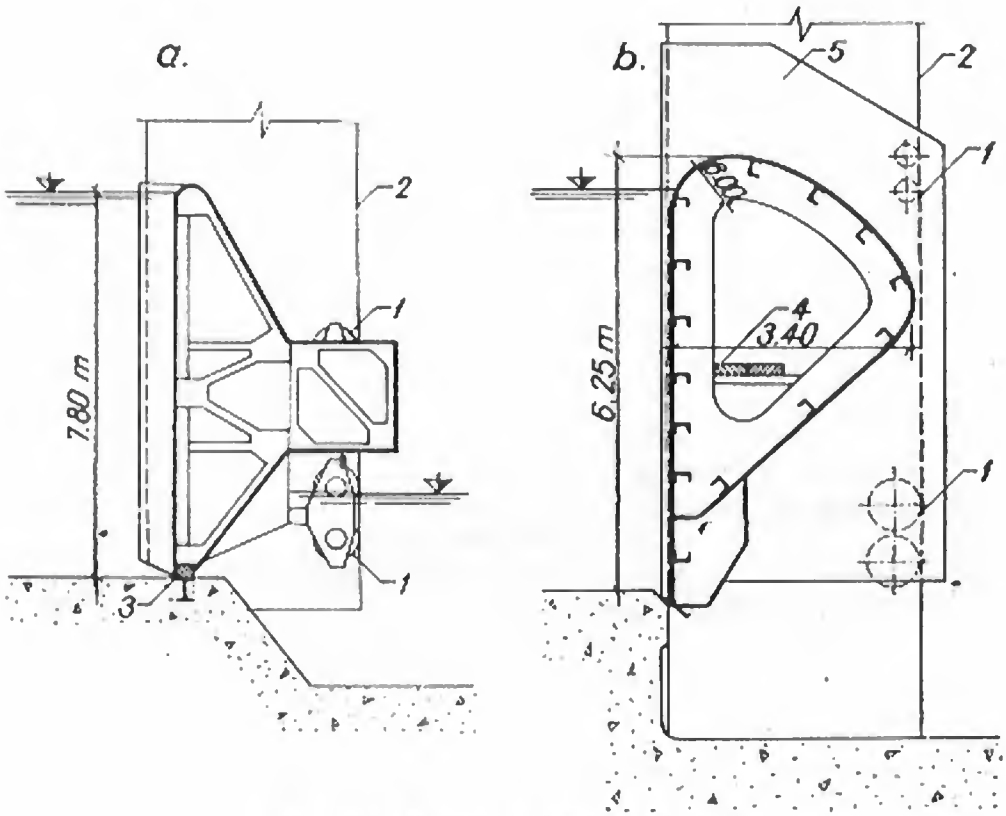


Fig. 7-8. Tipuri de stavile plane:
a — casetată; *b* — cheson; *1* — role; *2* — nișă; *3* — etanșare de fund; *4* — pasarelă; *5* — perete metalic pentru protecția nișei.

Pentru stavile metalice de dimensiuni mici etanșările laterale se realizează în general prin rezemare directă. În acest caz se fixează o grindă de lemn pe rama corpului stavilei, iar etanșarea se realizează sub acțiunea presiunii apei, care apasă grinda de lemn pe profilul metalic din peretele nișei (fig. 7-9, *a*).

La stavilele de dimensiuni mari, o etanșare laterală de tipul arătat s-ar distruge repede, prin uzura datorită frecării la manevrarea stavilei. De aceea, se folosesc

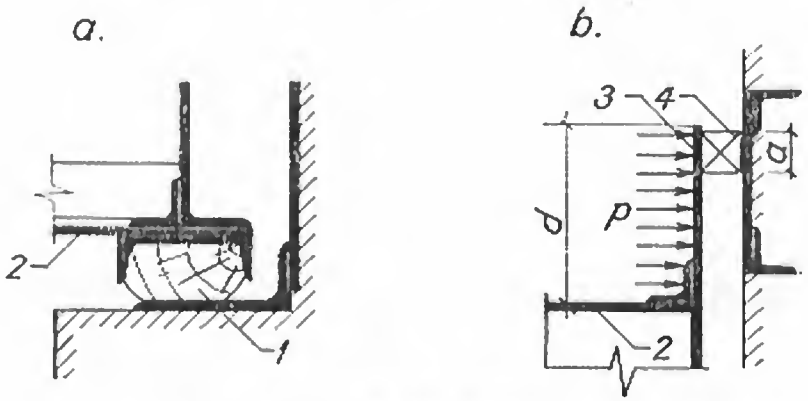


Fig. 7-9. Etanșări laterale:
a — cu grindă de lemn; *b* — cu tolă elastică și șipcă de lemn; *1* — grindă de lemn; *2* — corp stavilă; *3* — tolă elastică; *4* — șipcă de lemn.

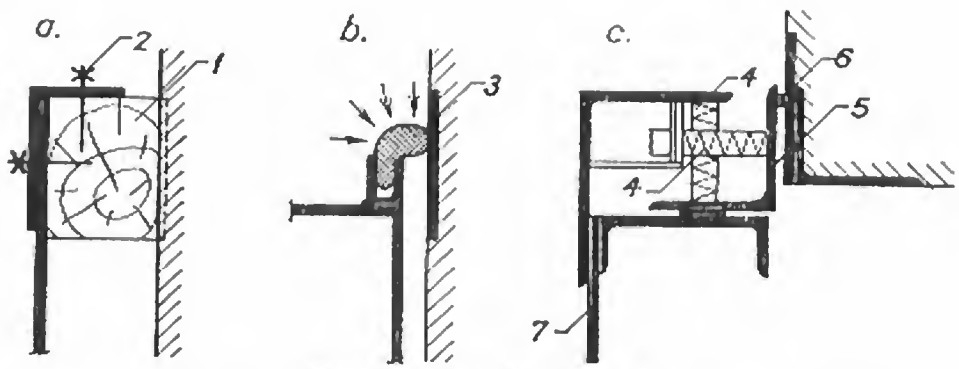


Fig. 7-10. Etanşări laterale:
a — cu grindă de lemn; *b* — cu cauciuc masiv; *c* — cu tolă prinsă cu resorturi; *1* — grindă de lemn; *2* — buloane; *3* — profil de cauciuc masiv; *4* — resorturi; *5* — cornier; *6* — platbandă; *7* — corp stavilă.

etanşări laterale realizate dintr-o tolă elastică solidară cu corpul stavilei, care la extremitate are fixat un profil de lemn sau cauciuc. Sub acţiunea presiunii apei, tola elastică se deformează, etanşînd contactul profilului de lemn sau cauciuc cu paramentul pilei, căptuşit în zona de contact cu o platbandă metalică (fig. 7-9, *b*). Etanşarea se dimensionează din condiţia ca presiunea la contactul cu paramentul pilei să fie mai mare decît presiunea unitară a apei la adîncimea respectivă. Cu notaţiile din figura 7-9, *b* rezultă condiţia:

$$\frac{pd}{2a} > p \quad \text{sau} \quad d > 2a. \tag{1}$$

În figura 7-10 se arată alte tipuri de etanşări laterale: cu grindă de lemn (fig. 7-10, *a*), cu profil de cauciuc (fig. 7-10, *b*) — sistem modern folosit curent şi cu tolă prinsă cu resorturi (fig. 7-10, *c*) — sistem mai complicat, dar care realizează o bună etanşare datorită elasticităţii asigurate de cele două resorturi, eliminîndu-se astfel necesitatea unei tole prea elastice.

Etanşările de fund ale stavilelor metalice se realizează cu grinzi de lemn, cu profile metalice sau cu benzi de cauciuc.

Grinda de lemn pentru etanşare (fig. 7-11, *a*) trebuie să fie profilată astfel ca să asigure etanşeitatea, în poziţia închisă şi condiţii de scurgere favorabile, în

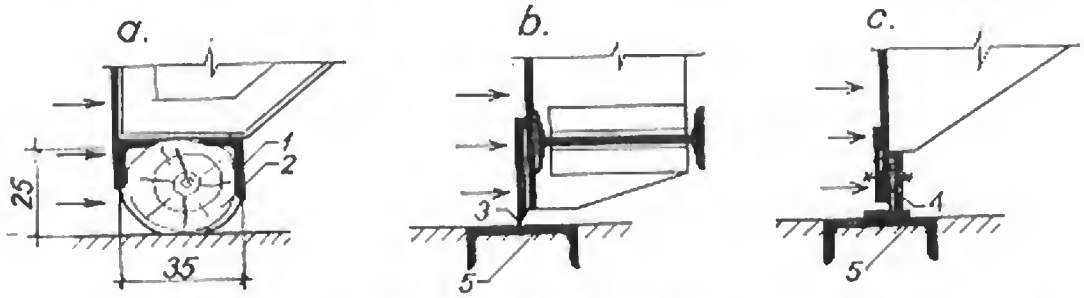


Fig. 7-11. Etanşări de fund:
a — cu grindă de lemn; *b* — cu profil metalic; *c* — cu bandă de cauciuc; *1* — cornier de prindere; *2* — grindă de lemn; *3* — profil metalic; *4* — bandă de cauciuc; *5* — profil metalic înglobat în radier.

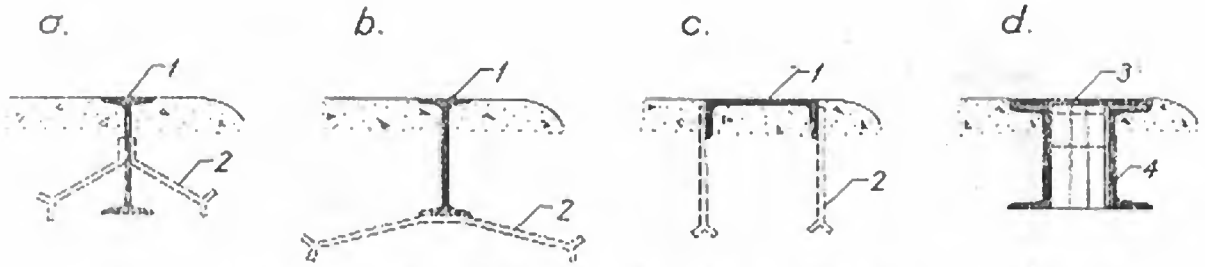


Fig. 7-12. Detalii de ancorare a profilelor metalice:
a, b, c — cu secțiune simplă; *d* — cu secțiune compusă; *1* — profil metalic; *2* — praznuri de ancorare; *3* — platbandă; *4* — schelet metalic.

poziția ridicată a stavilei. Grinda trebuie să aibă o suprafață de rezemare suficientă, pentru ca lemnul să nu se strivească sub greutatea stavilei. Din punctul de vedere al etanșării, lățimea grinzii de lemn se determină prin condiția ca presiunea pe radier să fie mai mare decît presiunea unitară a apei la adîncimea corespunzătoare p. Notînd cu G greutatea stavilei și cu b și L lățimea de rezemare, respectiv lungimea grinzii de etanșare, rezultă condiția:

$$\frac{G}{bL} \geqslant p \quad \text{sau} \quad b \leqslant \frac{G}{pL}. \tag{2}$$

Pentru a limita tendința de desprindere a firelor de curent de grinda de fund, fenomen mai periculos cînd stavila este puțin ridicată deasupra radierului, grinda se profilează după un sfert de elipsă sau un sfert de cerc.

Mai avantajoase din punctul de vedere al scurgerii sînt etanșările de fund realizate din profile cu muchii ascuțite. Ele pot fi metalice (fig. 7-11, *b*), sau profile de cauciuc fixate de platbande metalice (fig. 7-11, *c*). Sistemul din figura 7-11, *b* are dezavantajul că profilul metalic se deformează inegal în timp și devine neetanș. Sistemul din figura 7-11, *c* permite mai ușor înlocuirea profilului de cauciuc, cînd acesta se uzează, de aceea este mai avantajos. Prinderea profilului de cauciuc de platbanda metalică se face cu buloane de bronz inoxidabile. La stavilele mari se recomandă ca și profilele înglobate în beton să fie din oțel inoxidabil.

Pentru realizarea unei bune etanșări de fund este important ca elementul de etanșare fixat de corpul stavilei să reazeme pe o suprafață perfect netedă. Aceasta se obține înglobînd în corpul radierului niște profile metalice, ancorate în mod corespunzător (fig. 7-12).

8. Stavile metalice duble

Stavilele metalice simple prezintă unele dezavantaje atunci cînd dimensiunile lor sînt importante. Astfel, pentru evacuarea plutitorilor sau viiturilor este necesar ca ele să fie complet ridicate. Această manevră, care cere un consum însemnat de energie pentru ridicare și pierderi însemnate de apă, trebuie efectuată în general destul de des.

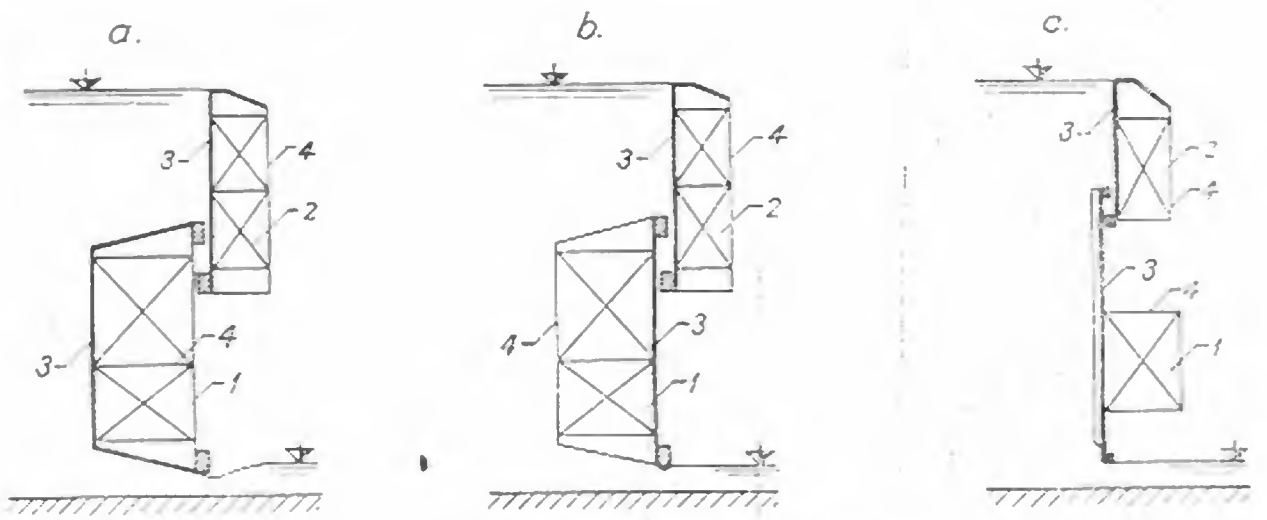


Fig. 7-13. Stavile metalice duble:
a — cu manta amonte la stavila inferioară; *b* — cu scheletul de rezistență în amonte la stavila inferioară; *c* — cu scheletele de rezistență ale ambelor stavile pe aceeași verticală; *1* — stavilă inferioară; *2* — stavilă superioară; *3* — manta; *4* — schelet de rezistență.

Pentru înlăturarea acestor dezavantaje, s-au construit stavile duble, avînd corpul alcătuit din două stavile independente (fig. 7-13).

Pentru evacuarea corpurilor plutitoare și a apelor mari este suficient să se coboare numai stavila superioară, iar pentru evacuarea aluviunilor, să se ridice stavila inferioară. Adoptarea stavilelor duble este însă recomandabilă numai cînd raportul între deschidere și înălțime este cel mult 5.

Tipul de stavilă din figura 7-13, *a* are dezavantajul că stavila inferioară este supusă la o forță de portanță mare, iar condițiile de scurgere pe sub stavilă nu sînt favorabile. Tipul de stavilă din figura 7-13, *b* elimină parțial aceste dezavantaje, iar tipul 7-13, *c* este cel mai bun din acest punct de vedere.

Tipuri mai moderne de stavile plane duble sînt stavilele-cîrlig, la care stavila superioară este de forma unui cîrlig (fig. 7-14). Tipul de stavilă cîrlig din figura 7-14, *a* s-a aplicat la barajul deversor de la *Porțile de Fier*, pentru deschideri de 25 m.

Avantajul principal al acestui tip constă în posibilitatea mai largă de coborîre a stavilei superioare, care nu mai este împiedicată în cursa sa de scheletul de rezistență al stavilei inferioare, ca în figura 7-13, *c*. Astfel, panoul superior al stavilelor-cîrlig poate cobori cu 30 ... 40% din retenția totală. Din punct de vedere static acest tip are avantajul că, datorită rezemării stavilei superioare pe stavila inferioară, este necesară numai o grindă principală la stavila superioară (cîrligul propriu-zis al stavilei, fig. 7-14, *a*, *b*). Din punct de vedere hidraulic de asemenea este avantajoasă, cîrligul fiind profilat hidraulic pentru deversare.

Stavilele-cîrlig sînt indicate pentru înălțimi de retenție mai mari de 8 m. S-au executat stavile de acest tip cu deschideri pînă la 50 m și înălțimi pînă la 20 m.

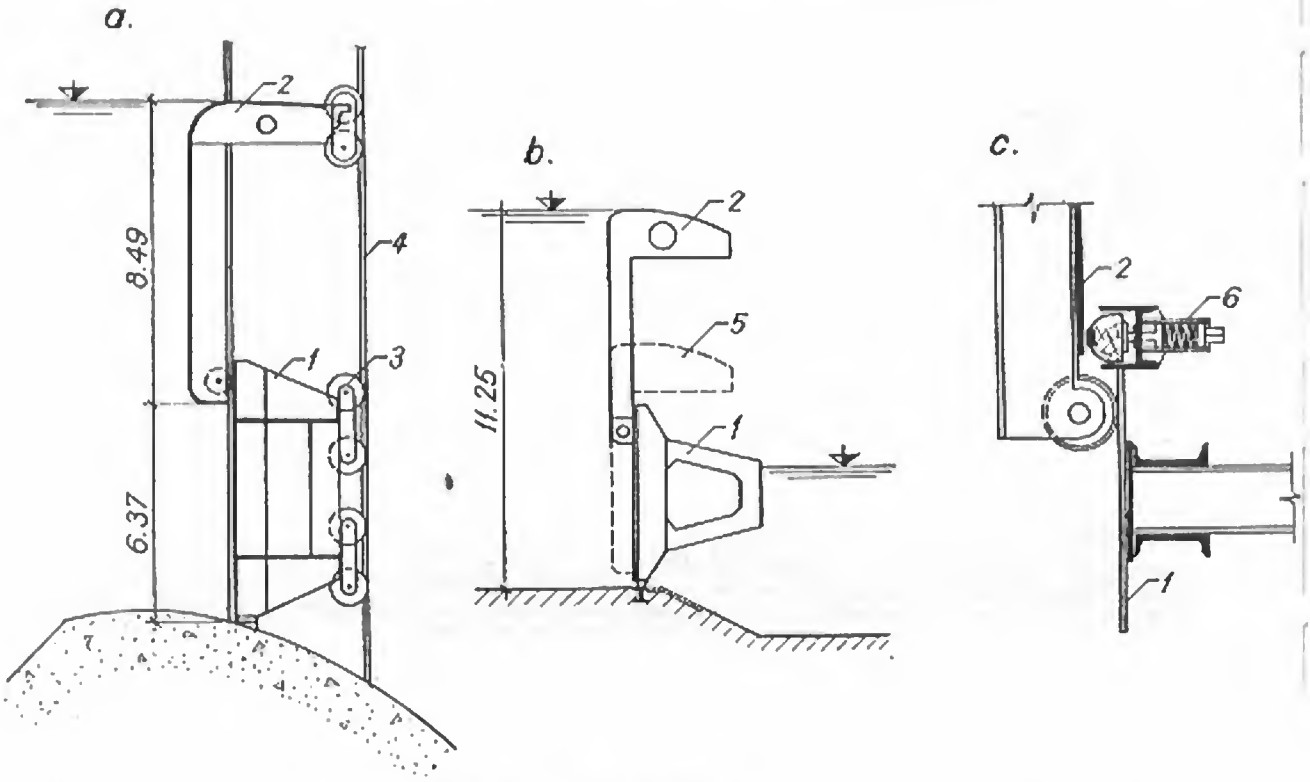


Fig. 7-14. Stavile-cîrlig:
a, b — diferite tipuri; *c* — dispozitiv de etanșare între corpul superior și inferior; *1* — stavilă inferioară; *2* — stavilă-cîrlig propriu-zisă; *3* — cărucioare; *4* — cale de rulare; *5* — poziția coborîtă a cîrligului; *6* — etanșare cu resort.

În figura 7-14, *c* se prezintă etanșarea unei stavile-cîrlig la rezemarea dintre corpul superior și cel inferior. Celelalte etanșări sînt identice cu cele ale stavilelor plane simple.

Stavilele duble de orice tip au dezavantajul că jonțiunea dintre cele două corpuri reprezintă un punct dificil. Astfel, din cauza variațiilor de temperatură diferite la care sînt supuse cele două stavile (cea inferioară permanent în apă, cea superioară de multe ori în aer liber), deformațiile lor sînt diferite și etanșarea dintre ele poate suferi. Un pericol mai mare îl prezintă această jonțiune în timpul iernii, cînd există posibilitatea ca funcționarea stavilei superioare să fie împiedicată prin înghețarea rolelor.

9. Stavile plane cu clapete

La deschideri mari și înălțimi sub 8 m, stavilele plane cu clapete sînt mai indicate decît stavilele-cîrlig. Ele sînt avantajoase din punct de vedere hidraulic și permit reglarea fină a nivelului din amonte ca și evacuarea corpurilor plutitoare și a gheții.

Clapetele sînt panouri prinse prin articulații de partea superioară a stavilei inferioare, care au posibilitatea de rotire în jurul unui ax orizontal (articulația).

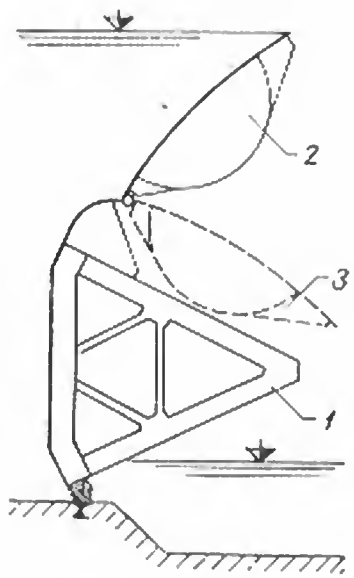


Fig. 7-15. Stavilă plană cu clapetă:
1 — stavilă inferioară; *2* — stavilă clapetă; *3* — clapeta în poziție coborîtă

Clapetele sînt raționale pentru stavile cu înălțimi mai mari de 2,50 m, raportul optim între înălțimea clapetei și înălțimea totală de retenție fiind 1/3 ... 1/4.

Clapetele se combină în cele mai bune condiții cu stavile plane la care scheletul de rezistență este de formă triunghiulară (fig. 7-15).

§ 3. DEPLASAREA ȘI MANEVRAREA STAVILELOR PLANE

10. Stavile alunecătoare

La aceste stavile deplasarea pe verticală se face prin alunecarea pe pereții nișelor. Acest sistem de deplasare se folosește numai la deschideri mici și în general la stavile de lemn. La stavilele de dimensiuni mai importante, sistemul este nerațional și nu se aplică, deoarece frecările de alunecare sînt mari, necesitînd forțe exagerate pentru ridicarea stavilei.

11. Stavile cu role

Aceste stavile se deplasează pe role solidare cu corpul stavilei. Frecarea de alunecare este astfel înlocuită cu frecarea de rostogolire, forțele de ridicare fiind mult mai mici decît în cazul stavilelor alunecătoare. În figura 7-16 se arată schematic diverse moduri de dispunere a rolelor.

Folosirea schemei 7-16, *a*, în care rolele sînt înglobate în corpul stavilei și fixate de scheletul acesteia, are avantajul unei lățimi mai mici a nișei. În schimb, acest sistem are dezavantajul că nu permite deformații longitudinale ale stavilei la variații de temperatură și de aceea se folosește numai la deschideri mici. Schemele 7-16, *b* și 7-16, *c* necesită nișe de lățime mai mare, dar rolele rămîn mai ușor accesibile.

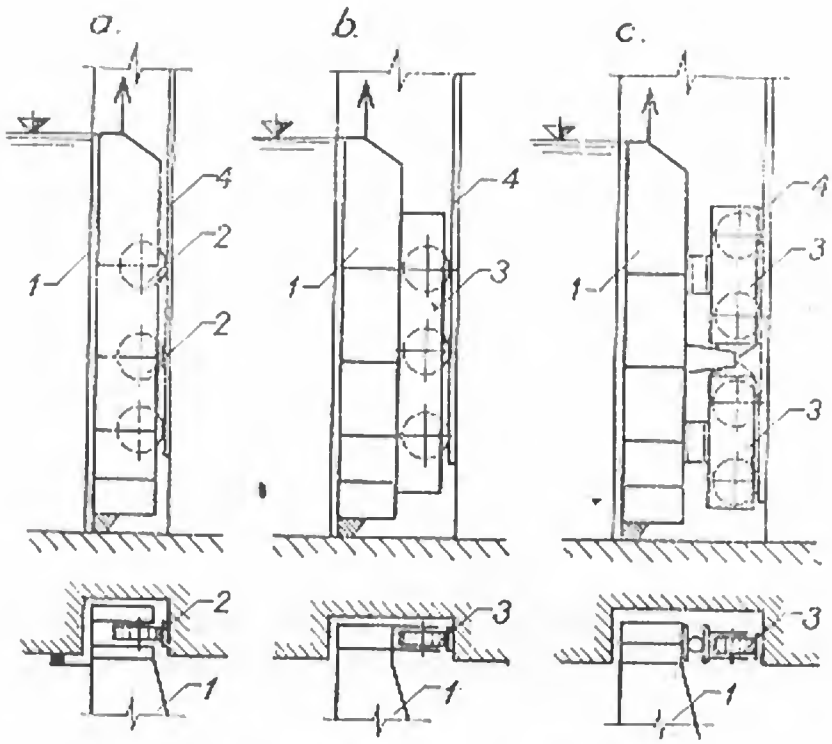


Fig. 7-16. Dispunerea rolelor la o stavilă plană:
a — cu role fixate rigid; *b*, *c* — cu cărucioare; *1* — corp stavilă; *2* — rolă; *3* — cărucior; *4* — cale de rulare.

Sistemul 7-16, *c* se aplică la stavile de dimensiuni mari, unde forțele transmise prin role sînt importante. În acest caz rolele se cuplează două cîte două într-un cărucior, iar forța se transmite printr-un reazem cilindric solidar cu stavila, care permite mici rotiri ale acesteia din cauza încovoierii longitudinale. Pentru a reduce frecarea dintre bucșele rolelor și ax, la stavile mari se folosesc role cu rulmenți.

Rolele se deplasează pe șine de rulare cu profil dreptunghiular simplu sau cu profil special mai lat (fig. 7-17), fixate pe peretele aval al nișelor și ancorate în

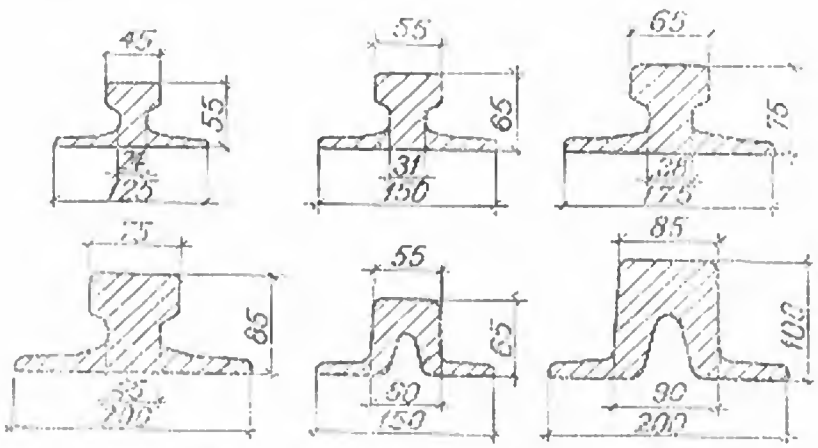


Fig. 7-17. Tipuri de șine de rulare.

corpul pilei [3]. Pentru a împiedica rolele să părăsească șina de rulare, uneori se prevăd șine de ghidaj pe peretele amonte al nișelor și role de ghidaj pe peretele interior al nișelor.

La stavilele duble șinele de rulare pentru cele două stavile se montează paralel, pe același perete al nișei. Pentru coborîrea panoului superior peste panoul inferior se prevăd role mai mici, care se deplasează pe șine de rulare fixate pe antretoazele stavilei inferioare.

12. Stavile Stoney

La acest tip de stavile rolele nu mai sînt solidare cu corpul stavilei, ca în cazul precedent, ci formează un cărucior independent, care reazemă pe peretele aval al nișei și este legat de un cablu. Corpul stavilei reazemă pe acest cărucior, iar cînd stavila se ridică, căruciorul o urmează, efectuînd jumătate din drumul parcurs de stavilă (fig. 7-18).

Avantajele stavilelor de tip *Stoney* constau în greutatea lor mai redusă decît a stavilelor cu role și în forțele de ridicare mai mici, datorită reducerii frecării de lagăr. Stavilele *Stoney* au dezavantajul că partea inferioară a căruciorului rămîne în permanență sub apă, fiind supusă înghețului și blocării, datorită corpurilor plutitoare. De asemenea, încărcarea inegală a rolelor, din cauza nedeterminării statice a rezemării, conduce la o uzură inegală a lor.

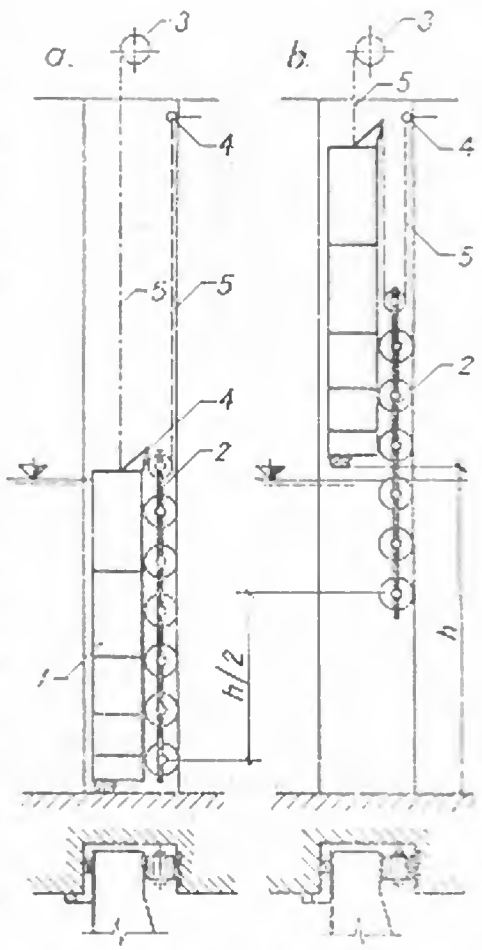


Fig. 7-18. Stavilă Stoney:
a — în poziție coborîtă; *b* — în poziție ridicată; *1* — corp stavilă; *2* — cărucior independent; *3* — troliu; *4* — prinderea lanțurilor; *5* — lanțuri de manevră.

Stavilele tip *Stoney* nu sînt indicate la deschideri mari deoarece nu permit realizarea deformațiilor laterale provocate de variațiile de temperatură. La fel nu sînt indicate nici în cazul stavilelor duble.

13. Manevrarea stavilelor plane

Forța necesară pentru ridicarea unei stavile plane este transmisă la corpul acesteia prin intermediul unor lanțuri sau tije. Lanțurile se folosesc în cazurile cînd greutatea proprie a stavilei este suficientă ca aceasta să coboare singură în poziția de închidere. În celelalte cazuri se folosesc tije rigide, care permit ca stavila să fie împinsă. Stavilele de lemn sînt întodeauna prevăzute cu tije, greutatea lor fiind mai redusă.

Stavilele plane de lemn de dimensiuni mai mici sînt prevăzute cu tije dințate și manevrate cu ajutorul unor pîrghii. Fixarea stavilei într-o anumită poziție se

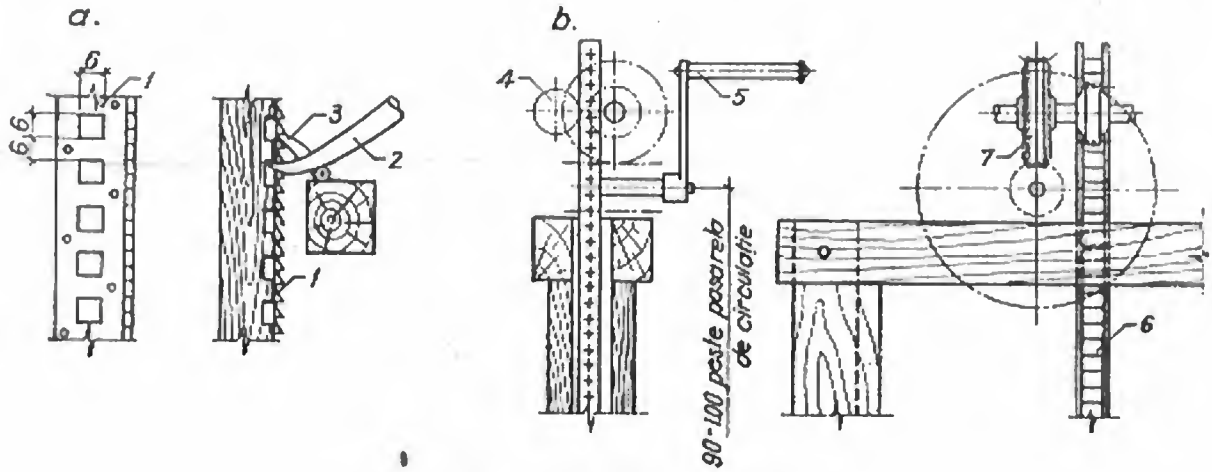


Fig. 7-19. Dispozitive de manevră:

a — cu pîrghie; *b* — cu mecanisme; *1* — platbandă; *2* — pîrghie; *3* — clichet; *4* — rolă de ghidaj; *5* — manivelă cu mîner; *6* — tijă cu bolțuri; *7* — roată melcată.

realizează cu ajutorul unui clichet metalic, care pătrunde între dinții tijei, împiedicînd-o să coboare (fig. 7-19, *a*).

Stavilele de dimensiuni mijlocii sînt acționate prin intermediul unor tije cu bolțuri și manevrate cu ajutorul unui mecanism alcătuit dintr-o roată helicoidală și o serie de roți dințate. Una din roțile dințate angrenează între bolțurile tijei, ridicînd sau coborînd stavila. Acționarea acestui mecanism se face manual (fig. 7-19, *b*), sau cu motor electric. În cazul acționării manuale, manivela trebuie să fie dispusă la 0,90 ... 1,00 m deasupra pasarelei de circulație, astfel încît manevrarea să fie cît mai comodă.

Stavilele de dimensiuni importante sînt manevrate cu ajutorul electromotoarelor, prevăzîndu-se și posibilitatea manevrării lor manuale. Se recomandă ca electromotoarele și mecanismele cu roți dințate să fie protejate împotriva intemperiilor prin construcții speciale. Deoarece stavilele plane se acționează sincronizat de la ambele capete, motoarele și mecanismele de manevră se pot dispune după următoarele scheme:

— în cazul deschiderilor mai reduse, motorul *M* se montează pe una din pile, iar transmisia la cealaltă pilă se face cu ajutorul unui arbore lung (fig. 7-20, *a*);

— în cazul deschiderilor mari, motorul *M* se montează la mijlocul podului de serviciu, de unde cu ajutorul arborelui comun se pun în mișcare mecanismele de ridicare, situate pe pile (fig. 7-20, *b*);

— la stavilele moderne fiecare mecanism se prevede cu motorul său (fig. 7-20, *c*); sincronizarea motoarelor se realizează printr-un ax electric, care înlătură solicitările inegale ale stavilelor la capete.

O soluție modernă de acționare a stavilelor mari, simple sau duble, se face pe cale hidromecanică, cu ajutorul servomotoarelor. Această soluție are avantajul centralizării motoarelor electrice în stații de pompare a uleiului, de unde acesta se distribuie prin conducte sub presiune la fiecare servomotor. Servomotoarele sînt amplasate pe pile în zona nișelor și sînt prevăzute cu dispozitive de sincronizare și limitare de cursă.

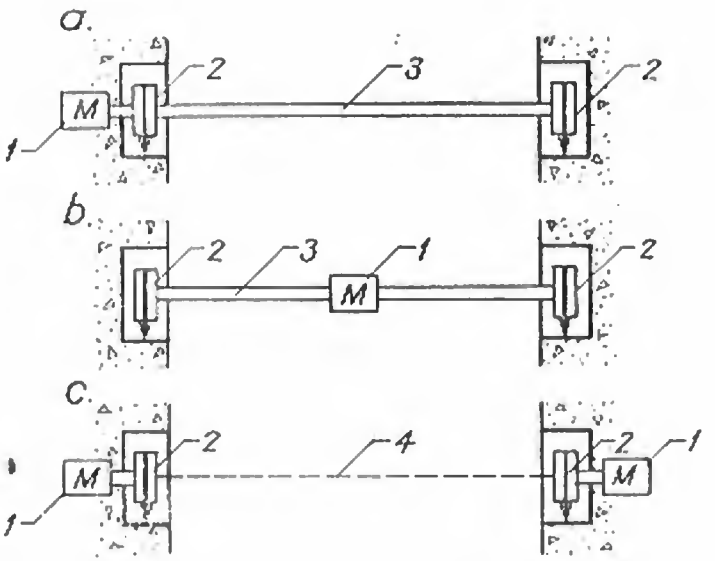


Fig. 7-20. Scheme de dispunere a mecanismelor de manevră:
a — cu motorul amplasat în pilă; *b* — cu motorul la mijlocul podului de serviciu; *c* — cu motoare sincronizate la ambele capete în pile; *1* — motor; *2* — mecanism de transmitere a forței la stavilă; *3* — arbore de transmisie; *4* — dispozitiv de sincronizare.

Viteza de ridicare a stavilelor plane se stabilește ținînd seama de funcțiile pe care acestea trebuie să le îndeplinească în condiții normale și speciale de exploatare. În mod obișnuit viteza stavilelor acționate manual este de circa 0,01 ... 0,05 m/min, iar a celor acționate de electromotoare 0,10 ... 1,00 m/min.

§ 4. CALCULUL STAVILELOR PLANE

14. Clasificarea forțelor

Forțele care acționează asupra stavilelor se clasifică în trei categorii: *principale*, *secundare* și *excepționale*.

În categoria *forțelor principale* se consideră:
— greutatea proprie;
— presiunea hidrostatică din amonte la nivelul de retenție;
— presiunea hidrostatică din aval la nivelul normal;
— suprasarcina de apă la deversarea peste stavilă;
— portanța hidraulică;
— sucțiunile la scurgerea pe sub stavilă;
— presiunea dinamică a apei în timpul scurgerii;
— forțele de frecare în timpul ridicării sau coborîrii stavilei.

În categoria *forțelor secundare* se consideră:
— presiunea hidrostatică la nivelul maxim în amonte și nivelul minim în aval;
— acțiunea valurilor și a undelor din mișcările nepermanente;
— presiunea vîntului;
— forțele provocate de deplasările reazemelor;
— forțele datorate variațiilor de temperatură.

În categoria *forțelor excepționale* se consideră:

— presiunea gheții;

— forțele datorate blocării etanșărilor sau a rolelor prin înghețare;

— ciocnirea vaselor (pe rîurile navigabile).

Unele din aceste forțe se pot determina cantitativ; altele însă se iau în considerare numai calitativ, efectul lor fiind inclus în coeficienții de siguranță.

15. Greutatea proprie

În fazele preliminare de proiectare, greutatea unei stavile se poate determina cu ajutorul unor formule empirice. O astfel de formulă este cea a lui *Berezinski* [4]:

$$G = 0{,}055\, A \sqrt[3]{A} \quad \text{(t)}, \tag{3}$$

unde A este suprafața stavilei pe lumina deschiderii, în m².

Dacă se cunoaște greutatea G' a unei stavile plane de același tip, dar de alte dimensiuni, se poate determina greutatea G a stavilei în studiu, folosind formula:

$$G = G' \frac{L^2 H^2}{L'^2 H'^2}, \tag{4}$$

unde L și L' sînt respectiv deschiderile stavilei proiectate și a celei cunoscute, iar H și H' înălțimile de retenție ale celor două stavile.

Formule mai recente pentru determinarea greutății stavilelor plane au fost stabilite de către *D. Pavel* [5]. Astfel, pentru stavile metalice plane simple se recomandă formula:

$$G = KL^2H^2, \text{ (kg)} \tag{5}$$

unde L și H sînt deschiderea, respectiv înălțimea de retenție a stavilei, iar coeficientul $K = 11 - 0{,}02\, L$ pentru stavile normale, majorîndu-se cu 10% pentru stavile cu schelet metalic mai complicat.

Pentru stavile plane cu role (tip vagonet cu roți sau pe boghiuri) se recomandă următoarea formulă pentru greutatea totală (inclusiv mecanismele anexe):

$$G = (37 - 0{,}085\, LH)\,(LH)^{5/3} \text{(kg)}. \tag{6}$$

Pentru stavile metalice duble, cu înălțimea de retenție totală $H = H_1 + H_2$ (inclusiv mecanismele anexe) se recomandă formula:

$$G = 1{,}53\, L^2H^2 + 618\, LH - 3\,100 \quad \text{(kg)}. \tag{7}$$

16. Presiunea hidrostatică

Forța hidrostatică se determină ținînd seama dacă stavila este solicitată numai din amonte sau, în același timp, din amonte și din aval.

Dacă stavila este solicitată numai din amonte, nivelul apei fiind H și deschiderea stavilei L, forța hidrostatică are expresia:

$$P = \frac{1}{2}\gamma LH^2. \tag{8}$$

Dacă stavila este solicitată de presiunea hidrostatică și din amonte (H_{am}) și din aval (H_{av}), forța hidrostatică rezultantă are expresia:

$$P = \frac{1}{2}\gamma L(H_{am}^2 - H_{av}^2). \tag{9}$$

17. Suprasarcina apei

Suprasarcina apei intervine la stavilele plane care permit deversarea la partea superioară (stavile duble, stavile cu clapetă). Determinarea solicitării se face pe baza legilor hidrodinamicii.

Se admite o curgere plană permanentă, considerîndu-se apa un fluid perfect și incompresibil. Se determină spectrul curgerii (liniile de curent și liniile echipotențiale). Linia de curent inferioară trebuie să se suprapună pe extradosul porțiunii deversante a stavilei. Deoarece fluidul se consideră perfect, deci nu există frecări, presiunile sînt normale pe suprafața stavilei. Ele se determină de-a lungul liniei de curent inferioare, iar rezultanta lor reprezintă suprasarcina dinamică a apei.

În figura 7-21 se arată rețeaua hidrodinamică în cazul curgerii peste o stavilă-cirlig și variația presiunilor. Presiunile se măsoară, cu ajutorul unor tuburi piezometrice, pe un model al stavilei [2].

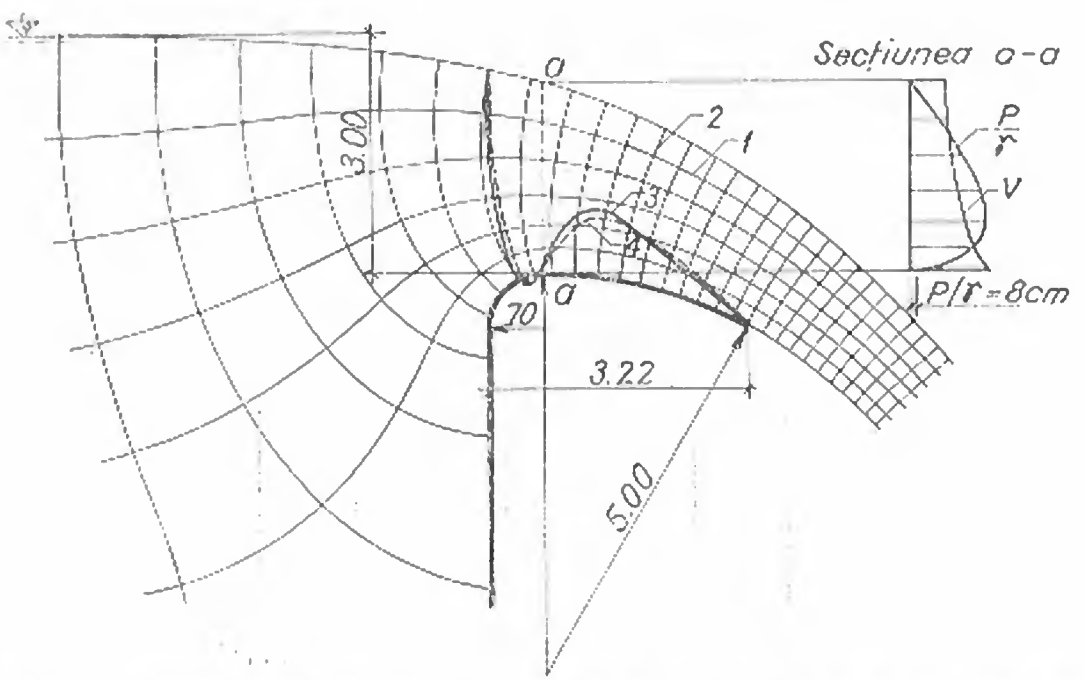


Fig. 7-21. Determinarea presiunilor hidrodinamice pe o stavilă cirlig (p — presiune; v — viteză):

1 — linii de curent; *2* — linii echipotențiale; *3* — presiune calculată; *4* — presiune măsurată.

18. Portanța

Portanța reprezintă o forță însemnată atunci cînd stavila, în poziție închisă, dislocuiește un volum mare de apă.

În poziția din figura 7-22, *a*, mărimea forței portante a apei pe metru liniar are următoarea expresie, acționînd de jos în sus:

$$S = \gamma d \frac{H + H - d \operatorname{tg} \alpha}{2} = \gamma d \left(H - \frac{d}{2} \operatorname{tg} \alpha \right). \tag{10}$$

În poziția din figura 7-22, *b*, cînd apa curge pe sub stavilă, datorită transformării energiei potențiale în energie cinetică, presiunile ce se exercită pe fața inferioară a stavilei se reduc cu o forță ΔS, care are expresia:

$$\Delta S = \gamma d \frac{H - t}{1 + \frac{d}{t} \operatorname{tg} \alpha}. \tag{11}$$

Expresia lui ΔS s-a dedus aplicînd teoria curgerilor potențiale, mărimea lui ΔS putînd atinge 50% din valoarea lui S.

19. Sucțiunea

Sucțiunea apare cînd talpa inferioară a stavilei nu este profilată în mod corespunzător și au loc dezlipiri ale firelor de curent. În zona de dezlipire a firelor de curent presiunea poate să scadă la valori negative, astfel încît apare o forță îndreptată de sus în jos, care solicită suplimentar mecanismele de ridicare. Efectele sucțiunii sînt mai importante cînd viteza de curgere este mai mare, adică atunci cînd deschiderea creată la partea inferioară este mai redusă.

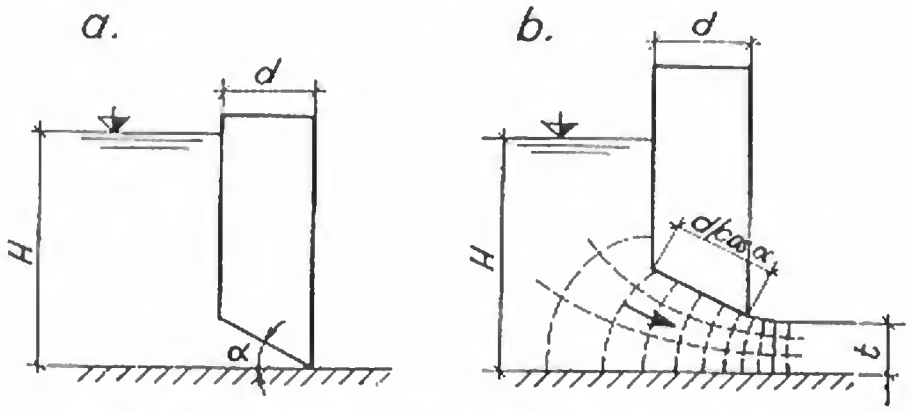


Fig. 7-22. Determinarea portanței pe o stavilă plană:
a — în poziție închisă; *b* — în poziție ridicată.

20. Forţele de frecare

Forţele de frecare variază ca mărime funcţie de tipul de rezemare a stavilei şi de tipul etanşării laterale, iar ca sens sînt opuse sensului de deplasare.

La stavilele alunecătoare, forţa de frecare F are expresia:

$$F = fP, \tag{12}$$

unde:

P — presiunea hidrostatică;

f — coeficientul de frecare de alunecare.

Valorile lui f depind de materialele care vin în contact:

lemn pe oţel ..... 0,25 ... 0.45;
lemn pe lemn..... 0.25 ... 0.35;
oţel pe oţel..... 0.10 ... 0.15;
cauciuc pe oţel ..... 0.80.

La stavilele cu role, frecarea de alunecare apare la etanşările laterale, iar la role apare atît frecarea de rostogolire cît şi frecarea de alunecare de lagăr.

Forţa de frecare pe unitatea de înălţime între etanşările laterale şi paramentul pilei, cu notaţiile din figura 7-9, *b* şi ţinînd seama că stavila etanşează la două extremităţi, are următoarea expresie:

$$F = 2p\frac{d}{2}f = p\,df, \tag{13}$$

unde:

p — presiunea la adîncimea respectivă;

f — coeficientul de frecare de alunecare.

Forţa de frecare ce apare la deplasarea rolelor este datorită frecării de rostogolire pe şină a rolelor de rază R şi frecării de alunecare de lagăr dintre axul de rază r şi bucşa rolei. Expresia forţei de frecare la role este următoarea:

$$F = \frac{P}{R}(fr + f_1), \tag{14}$$

unde:

f — coeficientul de frecare de alunecare al axului rolei pe bucşă (0,10 ... 0,15);

f_1 — coeficientul de frecare de rostogolire al rolei pe şină (0,05 ... 0,10) cm.

În comparaţie cu stavilele alunecătoare, la stavilele cu role forţa totală de frecare se reduce de 5 ... 7 ori. Prin prevederea unor rulmenţi cilindrici între axul rolelor şi bucşe, forţa de frecare se reduce şi mai mult, pînă la de 50 de ori mai mică decît în cazul stavilelor alunecătoare.

La stavilele *Stoney*, unde se înlătură frecarea de alunecare din lagăr, expresia forţei de frecare este:

$$F = \frac{f_1 P}{R}. \tag{15}$$

21. Elemente de calcul

Prin calculele statice se determină solicitările care apar în diferitele elemente componente ale corpului stavilei ca şi forţele care solicită mecanismele la ridicarea şi coborîrea stavilei. După determinarea solicitărilor se efectuează calculele derezistenţă.

Tola — ca element component al stavilei — are rolul de a transmite presiunea apei la scheletul de rezistență pe care reazemă. Calculul exact al tolei se poate face pe baza teoriei plăcilor elastice. În acest scop se pornește de la ecuația diferențială a suprafeței medii deformate a unei plăci, care este o ecuație cu derivate parțiale de ordinul IV:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{K}, \tag{16}$$

unde:

p — presiunea care acționează pe un element de suprafață $dx\,dy$;

w — deplasarea, adică ordonata variabilă a suprafeței medii deformate;

$K = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$, modulul de rigiditate la încovoiere al plăcii;

E — modulul de elasticitate al materialului tolei;

δ — grosimea tolei;

μ — coeficientul lui Poisson.

Rezolvarea ecuației diferențiale se face în funcție de condițiile de rezemare ale tolei pe grinzi și antretoaze. Cunoscînd funcția $w(x, y)$ se pot determina în orice punct de coordonate x, y expresiile momentelor încovoietoare pe cele două direcții:

$$M_x = -K\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right); \qquad M_y = -K\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right). \tag{17}$$

Cunoscînd momentele încovoietoare, dimensiunile tolei se determină cu formulele cunoscute din rezistența materialelor.

În practică, se aplică în mod curent formula aproximativă a lui *Bach*, care permite determinarea directă a grosimii tolei pentru un panou dreptunghiular de laturi a și b:

$$\delta = a\sqrt{\frac{\varphi p}{2(1+n^2)\sigma}} \text{ (cm)}, \tag{18}$$

unde:

a — latura mică a panoului dreptunghiular, în cm;

$n = \frac{a}{b}$ raportul laturilor;

p — presiunea în centrul de greutate al panoului, în kg/cm²;

φ — coeficient determinat experimental, funcție de rezemarea pe contur: pentru rezemare liberă, $\varphi = 1{,}13$; pentru încastrare pe două laturi, $\varphi = 1{,}00$;
pentru încastrare pe contur, $\varphi = 0{,}75$;

σ — rezistența admisibilă a oțelului (pentru tola stavilei $\simeq 1000$ kg/cm²).

În afara calculului la presiunea hidrostatică, tola se verifică la conlucrarea cu grinzile și antretoazele scheletului de rezistență. La grosimea tolei rezultată din calcul se adaugă 1 mm pentru a se ține seama de rugină. Grosimea minimă a tolei se ia de 8 mm.

Scheletul de rezistență al stavilei se realizează din profile laminate, grinzi cu secțiune compusă sau grinzi cu zăbrele. Repartiția sarcinii hidrostatice la elementele scheletului se determină aproximativ, prin trasarea bisectoarelor în panou-

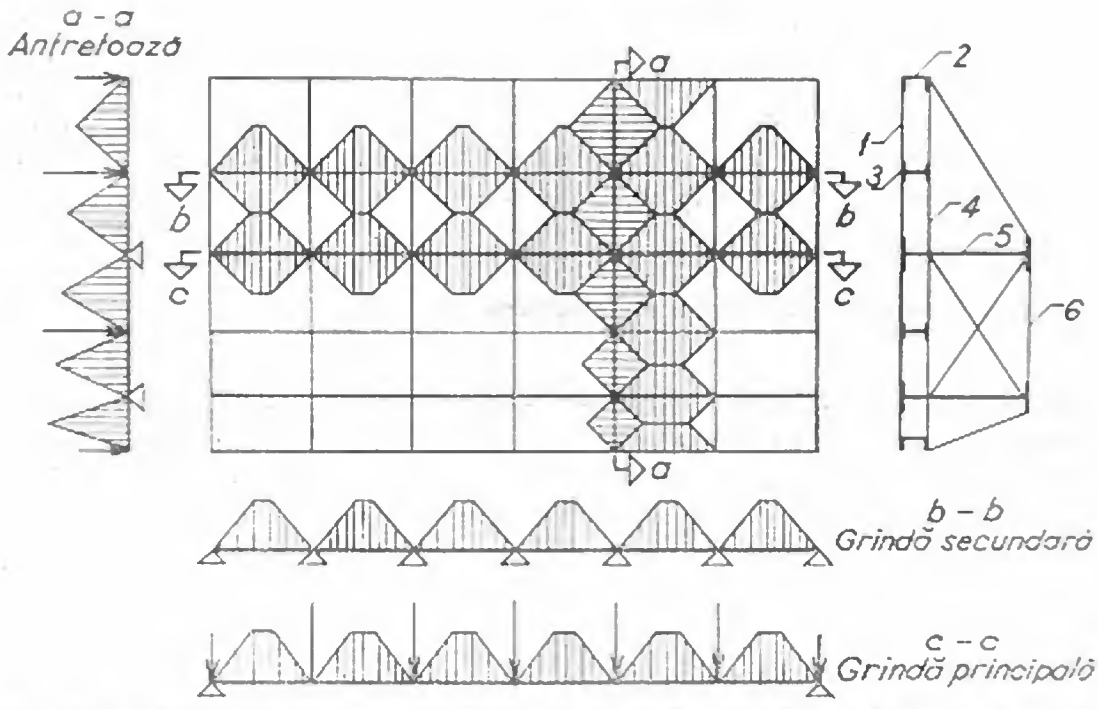


Fig. 7-23. Distribuția presiunii hidrostatice la elementele de rezistență ale unei stavile plane:
1 — manta; *2* — grindă de capăt; *3* — grindă secundară (lonjeron); *4* — antretoază; *5* — grindă principală; *6* — contravîntuire.

rile pe care acestea le limitează. Sarcina directă se distribuie astfel printr-o serie de triunghiuri sau trapeze (fig. 7-23). În unele cazuri, repartiția se face mai simplu prin trasarea diagonalelor panourilor, astfel încît sarcina se distribuie numai prin triunghiuri.

Stavila din figura 7-23 are două grinzi principale, mai multe grinzi secundare și antretoaze. Grinzile secundare se consideră ca grinzi continue, încărcate cu sarcinile aferente din presiunea hidrostatică. Antretoazele se consideră rezemate pe grinzile principale și încărcate cu sarcinile aferente din presiunea hidrostatică și cu reacțiunile grinzilor secundare. Grinzile principale, încărcate cu sarcinile aferente și reacțiunile antretoazelor, sînt simplu rezemate la extremități.

Înălțimea grinzilor principale la mijlocul deschiderii se determină din condiții economice și de deformație, impunîndu-se o săgeată maximă de 1/500 ... 1/750 din deschidere, pentru grinzi cu inimă plină și de 1/750 ... 1/1 000, pentru grinzi cu zăbrele. În continuare se dau valorile uzuale ale raportului h/L, dintre înălțimea grinzilor principale și deschidere, în funcție de tipul grinzii și deschidere:

— Profile laminate simple și profile compuse de 6 ... 10 m ..... 1/6 ... 1/9
— Idem. de 15 ... 20 m ..... 1/8 ... 1/12
— Grinzi cu zăbrele cu tălpi paralele ..... 1/7 ... 1/10
— Grinzi cu zăbrele cu talpă parabolică ..... 1/6 ... 1/8

După metode mai recente stavilele plane se calculează ca un ansamblu, considerîndu-se sub forma unor rețele de grinzi, sau întreaga stavilă ca o placă ortotropă.

O metodă originală românească [6] — pornind de la observația că o stavilă plană prezintă particularitatea de a avea nervuri dese pe o direcție și diafragme la distanțe mai mari pe cealaltă — consideră ansamblul ca o placă ortotropă pe direcția nervurilor, iar efectul diafragmelor asupra plăcii ca o sarcină liniară. Din egalitatea expresiilor săgeților pentru placa ortotropă și pentru diafragme, rezultă ecuațiile canonice de rezolvare a ansamblului.

22. Calculul mecanismelor de manevrare

Mecanismele de ridicare se dimensionează pentru forța de ridicare maximă care poate să apară în exploatare. În practică, o parte din solicitările care acționează asupra stavilei în timpul ridicării, se includ în coeficientul de siguranță.

Expresia forței de ridicare (S_r) are următoarea formă:

$$S_r = k(G + F + F_e), \tag{19}$$

unde:

k = 1,2 ... 1,3 coeficient de siguranță;
G — greutatea stavilei;
F — forța de frecare în nișă;
F_e — forța de frecare în etanșările laterale.

Dacă portanța este însemnată, în cazul stavilelor de lemn sau a celor casetate, este necesar ca mecanismele să asigure și coborîrea stavilei. Forța de împingere S_c are expresia:

$$S_c = k'(F + F_e - G), \tag{20}$$

unde efectul portanței este inclus în coeficientul de siguranță.

Puterea necesară a motoarelor de manevră se determină prin relația:

$$P = \frac{S_{max} V}{102\,\eta} \text{ (kW)}, \tag{21}$$

unde:

S_{max} — forța maximă de ridicare, în kg;
V — viteza de ridicare, în m/s;
η — randamentul mecanismului (0,6 ... 0,7).

23. Domenii de aplicare

Așa cum s-a arătat, stavilele plane se execută în multe variante care diferă între ele ca performanțe tehnice și economice. Stavilele plane simple, cu schelet metalic și manta de lemn, sînt economice la gabarite mici $L < 5$ m și $H < 2{,}5$ m, iar cele cu manta de tablă pînă la $L\,H < 100$ m^2.

Stavilele duble cîrlig sînt avantajoase la gabarite $L\,H > 100$ m^2.

§ 5. STAVILE SEGMENT

24. Generalităţi

O stavilă segment este alcătuită dintr-un panou plan sau curb (după un segment de cerc), care se poate roti în jurul unui ax orizontal. Rotirea se realizează prin intermediul a două braţe laterale, articulate în pile şi sub acţiunea unor lanţuri sau tije, fixate de corpul stavilei la extremităţi. Rotirea maximă posibilă este în general de 90°. Acest tip de stavilă se foloseşte pentru deschideri pînă la 35 m şi retenţii de maximum 10 m.

Stavilele segment au următoarele avantaje în raport cu stavilele plane: forţele de ridicare sînt mai reduse, au mai multă siguranţă de funcţionare iarna (deoarece se elimină rolele care pot îngheţa), necesită pile de grosime mai redusă (deoarece se elimină nişele), au o rigiditate mai mare, fiind astfel mai puţin expuse vibraţiilor.

Dezavantajele stavilelor segment faţă de stavilele plane sînt următoarele: necesită pile mai lungi şi uneori mai înalte decît cele plane, introduc solicitări concentrate în pile la articulaţii, impunînd astfel luarea unor măsuri constructive speciale.

La noi în ţară stavilele segment se folosesc în mod curent. Astfel, s-au aplicat la: barajul *Izvorul Muntelui — Bicaz* 4 stavile segment la coronament de 11,50 × 6,00 m; stăvilarul *Paroşeni* 5 stavile segment de 16,00 × 2,50 m şi 2 stavile segment cu clapete de spălare de 6,00 × 2,60 m; barajul *Belci* 2 stavile segment de fund de 11,00 × 2,50 m; barajele de pe *Bistriţa-aval* şi *Argeş-aval*, *Luduş*, *Mintia*, *Işalniţa* etc.

Stavilele segment se grupează în patru tipuri principale:

— stavile segment normale;
— stavile segment cu clapetă;
— stavile segment coborîtoare;
— stavile segment duble.

25. Stavile segment normale

Stavilele segment normale reprezintă tipul cel mai utilizat de acest gen. Ele sînt caracterizate de faptul că singura deplasare posibilă este ridicarea corpului lor, prin rotirea în jurul articulaţiilor. Astfel, ele permit evacuarea debitelor de viitură şi spălarea aluviunilor de fund. Ele nu pot regla nivelul amonte, iar pentru evacuarea corpurilor plutitoare şi gheţii trebuie să elibereze întreaga deschidere.

În general, corpul stavilei are forma unui segment de cerc în secţiune transversală (fig. 7-24, *a*), dar sînt şi cazuri cînd faţa amonte a stavilei este plană (fig. 7-24, *b*) [2].

La forma cilindrică, rezultanta presiunii hidrostatice trece prin centrul de curbură al suprafeţei, a cărui poziţie poate fi aleasă optim din punct de vedere

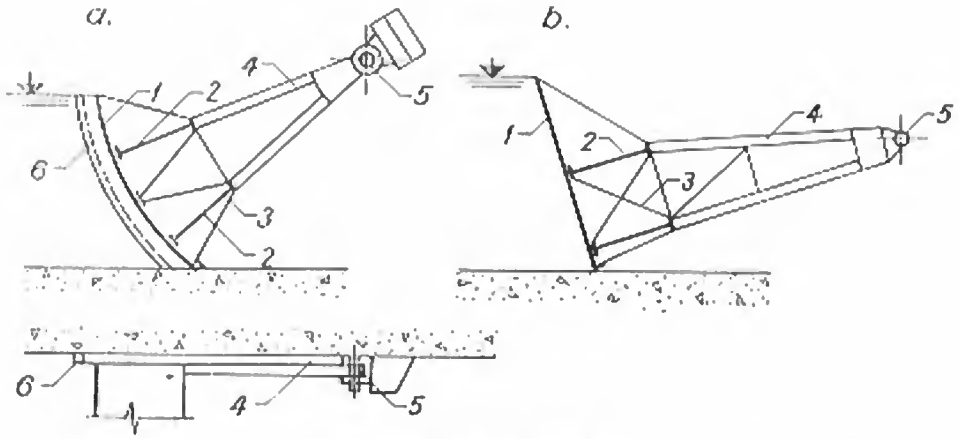


Fig. 7-24. Stavile segment:
a — cu suprafață cilindrică; *b* — cu suprafață plană; *1* — manta; *2* — grinzi de rezistență; *3* — contravînturi; *4* — brațe laterale; *5* — articulație; *6* — etanșare laterală.

static. Cînd suprafața amonte este plană, rezultanta presiunii hidrostatice trece prin treimea inferioară a înălțimii de retenție și în acest caz, prin înclinarea corespunzătoare a suprafeței amonte, se găsește poziția optimă a articulațiilor.

Corpul stavilei este alcătuit dintr-o tolă metalică rezemată pe un schelet de rezistență format din lonjeroane, antretoaze și grinzi principale. Funcție de poziția antretoazelor se deosebesc două moduri de alcătuire:

— cu antretoaze fixate de inima grinzilor principale (fig. 7-25, *a*);

— cu antretoaze așezate peste grinzile principale (fig. 7-25, *b*).

În ambele cazuri lonjeroanele se fixează de inima antretoazelor.

Poziția grinzilor principale se alege astfel ca acestea să fie egal solicitate, iar grinda inferioară să nu împiedice curgerea apei pe sub stavilă. Pentru respectarea condiției secunde s-au executat stavile segment cu scheletul de rezistență de formă triunghiulară sau trapezoidală (fig. 7-26, *a*, *b*).

Valorificîndu-se rezultatele obținute cu clapetele de tip *burtă de pește* s-au realizat și stavile segment avînd corpul analog alcătuit (fig. 7-26, *c*). Avantajele

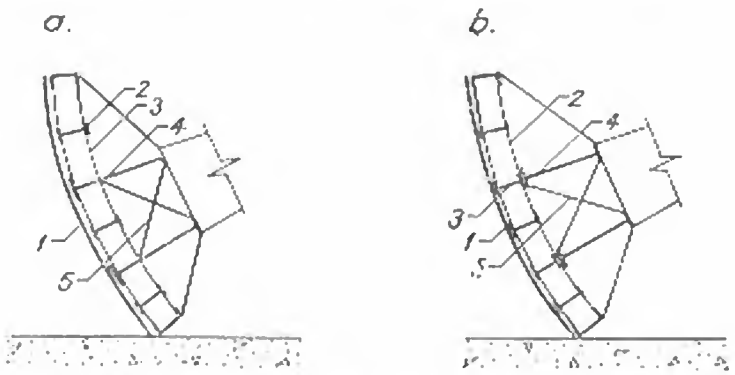


Fig. 7-25. Alcătuirea constructivă a stavilelor segment:
a — cu antretoaze fixate de inima grinzilor principale; *b* — cu antretoaze așezate peste grinzile principale; *1* — manta; *2* — lonjeroane; *3* — antretoaze; *4* — grinzi principale; *5* — contravînturi.

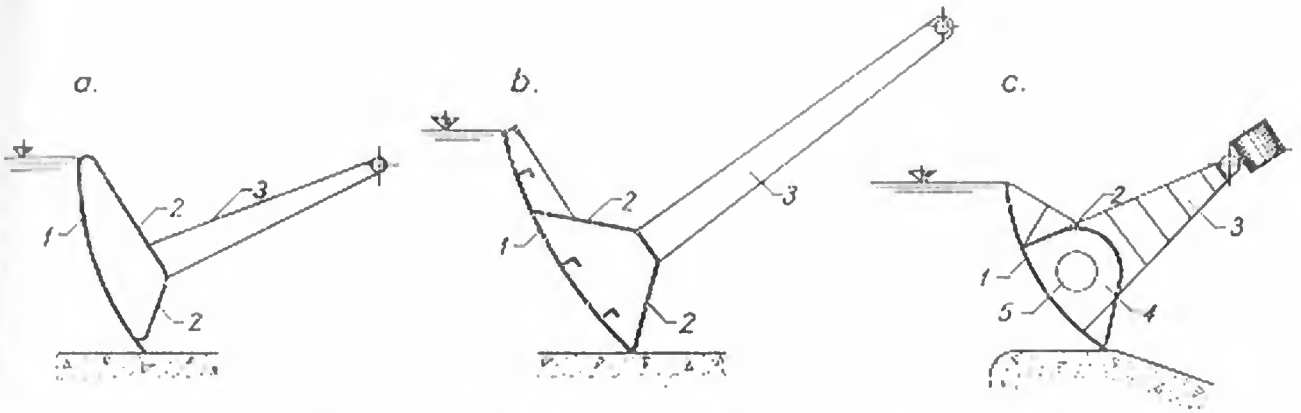


Fig. 7-26. Alcătuirea scheletului de rezistență la stavile segment:
a — de formă triunghiulară; *b* — de formă trapezoidală; *c* — de tip burtă de pește; *1* — manta; *2* — schelet metalic; *3* — brațe laterale; *4* — diafragme; *5* — gol pentru circulație.

acestei forme a scheletului constau în rezistență sporită la torsiune, în economie de material și într-o întreținere mai ușoară.

Brațele laterale ale stavilei au rolul de a transmite presiunea apei la articulațiile din pile. Ele sînt alcătuite în două moduri (fig. 7-27):

— ca grinzi separate cu inimă plină sau cu zăbrele, de forma unor sectoare de cerc și de care corpul stavilei este legat prin articulații (fig. 7-27, *a*);

— ca elemente legate de scheletul de rezistență al corpului stavilei, formînd un cadru cu noduri rigide și cu două articulații la baza montanților (fig. 7-27, *b*); acest mod de alcătuire este aplicat aproape exclusiv.

Articulațiile brațelor laterale reazemă în general pe console, care ies din paramentele pilelor. Ele transmit pilelor atît încărcarea datorită presiunii hidrostatice cît și reacțiuni pe o direcție perpendiculară la parament, datorită comportării stavilei ca un cadru cu două articulații. Articulațiile se dispun în general astfel ca în orice situație de exploatare să rămînă deasupra nivelului maxim al apei.

Consolele sînt inestetice și nefavorabile static. De aceea la lucrări mai noi ele au fost eliminate prin folosirea unor lagăre conice, fixate direct pe paramentul pilelor.

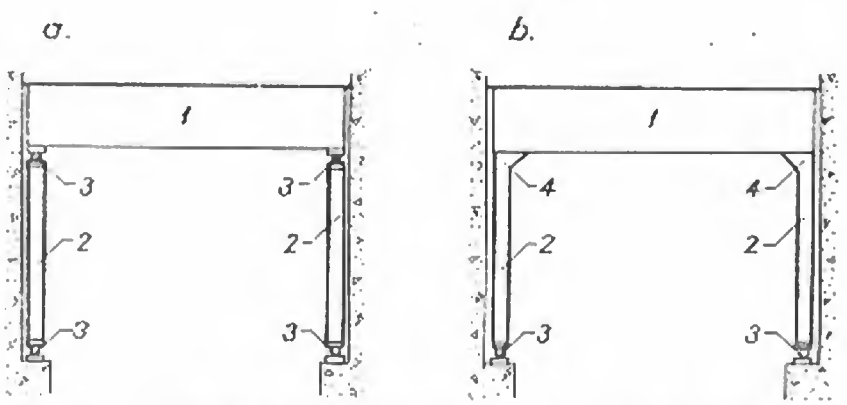


Fig. 7-27. Legarea brațelor laterale de corpul stavilelor segment:
a — articulat; *b* — rigid; *1* — corp stavilă; *2* — brațe laterale; *3* — articulații; *4* — noduri rigide.

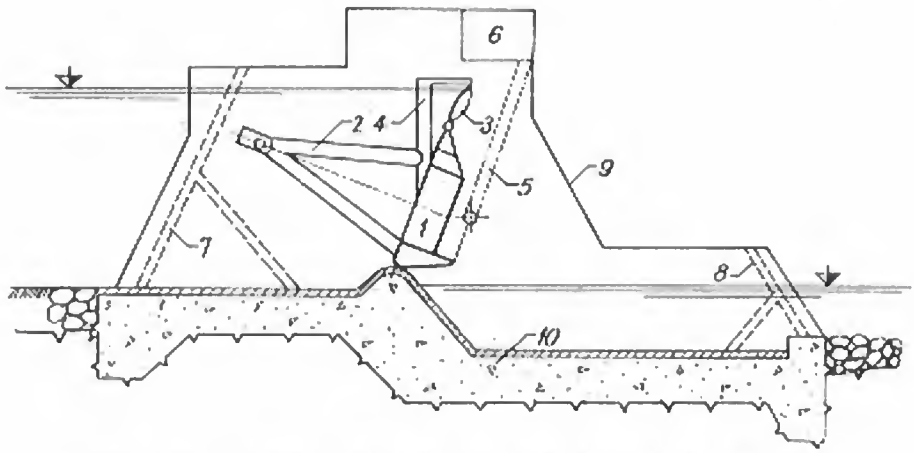


Fig. 7-28. Stavilă segment cu brațe laterale în amonte:
1 — corp stavilă; *2* — brațe laterale; *3* — clapetă; *4* — cadru pentru manevrarea clapetei; *5* — sistem cinematic pentru manevrarea stavilei; *6* — casă troliu; *7* — batardou amonte; *8* — batardou aval; *9* — pilă; *10* — radier cu strat de uzură.

S-au executat și stavile segment, la care brațele laterale și articulațiile sînt situate în amonte (fig. 7-28). Acest tip are avantajul unei transmiteri mai favorabile a presiunii hidrostatice la pile, dar lagărele se găsesc în apă și deci sînt greu de întreținut.

Etanșările laterale și de fund ale stavilelor segment sînt similare cu cele folosite la stavilele plane sau cilindrice. Mărimea forței care presează grinda de etanșare pe radier se poate determina pe cale grafică ca în figura 7-29. Lățimea necesară b a grinzii de etanșare se determină din condiția:

$$\frac{R_t}{b} \geqslant p \quad \text{deci} \quad b \leqslant \frac{R_t}{p} \text{ (m)}, \tag{22}$$

unde:

R_t — reacțiunea din grinda de etanșare de fund, în t/m;
p — presiunea hidrostatică la cota etanșării de fund, în t/m^2.

Deoarece stavilele segment obișnuite nu permit reglarea nivelului amonte al apei, pentru corectarea acestui dezavantaj s-au executat stavile segment cu clapetă, stavile segment coborîtoare sau stavile segment duble.

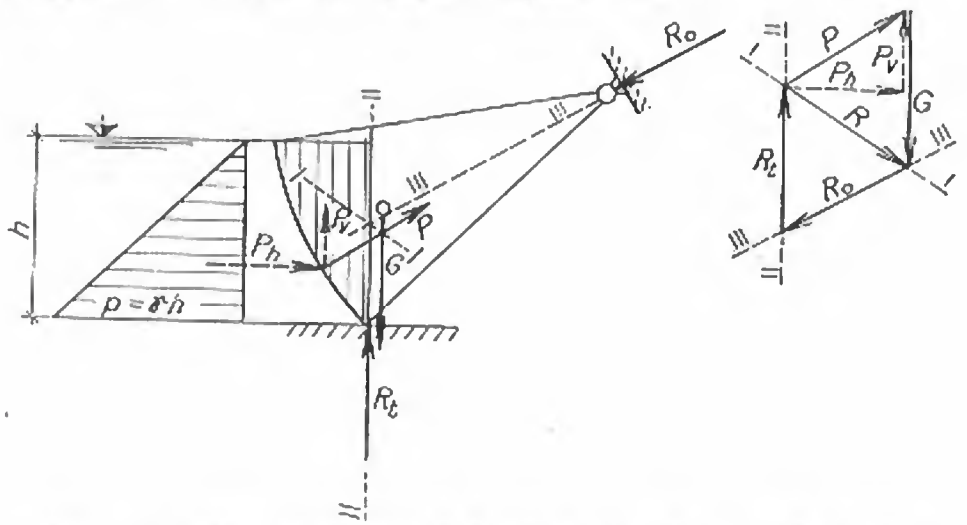


Fig. 7-29. Determinarea grafică a reacțiunilor la o stavilă segment.

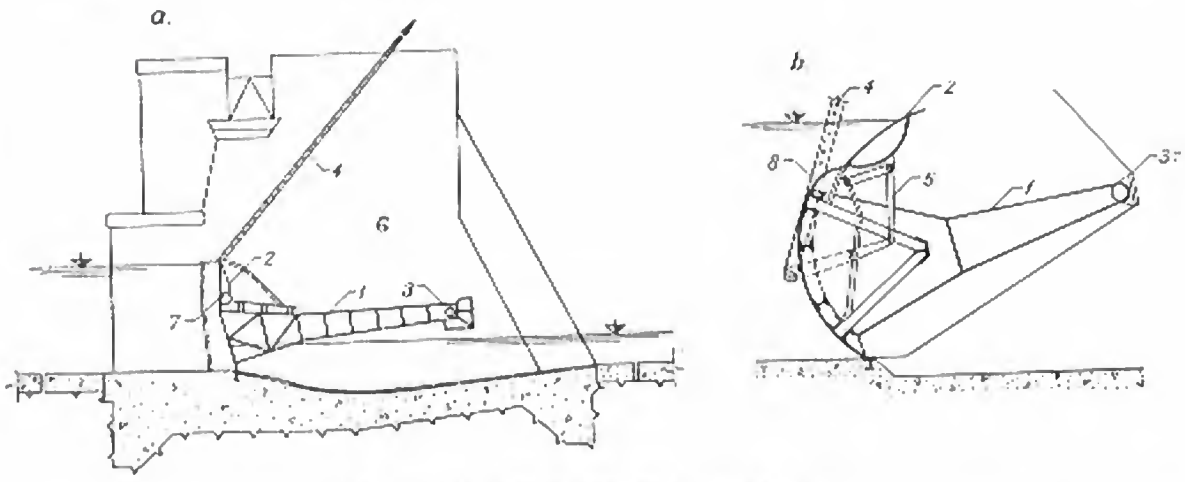


Fig. 7-30. Stavile segment cu clapete:
a — racordate prin tub cilindric; *b* — racordate prin console curbe; *1* — stavilă segment; *2* — clapetă; *3* — articulație; *4* — tijă de manevră; *5* — mecanism cinematic de manevră a clapetei; *6* — pilă; *7* — tub cilindric; *8* — consolă curbată.

26. Stavile segment cu clapetă

La acest tip, corpul segmentului nu se ridică decît în cazul unor debite de viitură mai importante. Pentru reglarea nivelului amonte, evacuarea unor debite mici sau a corpurilor plutitoare se coboară clapeta.

Racordul dintre clapetă și segment se realizează printr-un tub cilindric, constituind în acest caz și elementul de rezistență la torsiune al clapetei (fig. 7-30, *a*) sau printr-o consolă curbată în mod corespunzător (fig. 7-30, *b*).

27. Stavile segment coborîtoare

La acest tip corpul stavilei poate coborî pentru a permite evacuarea corpurilor plutitoare, la fel ca stavilele cilindrice.

Coborîrea stavilelor poate fi comandată cu dispozitive mecanice, dar s-au executat și stavile segment coborîtoare automatizate, ca în figura 7-31. În momentul cînd apa intră pe galeria de admisie, presiunea hidrostatică pe ciocul inferior al stavilei produce coborîrea ei. Pentru ridicarea stavilei, apa din camera de presiune este evacuată prin galeria de evacuare.

O problemă importantă în cazul stavilelor segment coborîtoare constă în asigurarea etanșeității pentru o coborîre de circa 50 cm. Aceasta se realizează cu ajutorul unui cioc articulat, prevăzut cu o bandă de cauciuc ce poate fi presată pe radier printr-un sistem cu resorturi elastice (fig. 7-32).

28. Stavile segment duble

Pe baza aceluiași principiu ca și la stavilele plane, s-au executat stavile segment duble, de tip cîrlig. Cîrligul superior poate fi coborît pentru a permite deversarea corpurilor plutitoare (fig. 7-33).

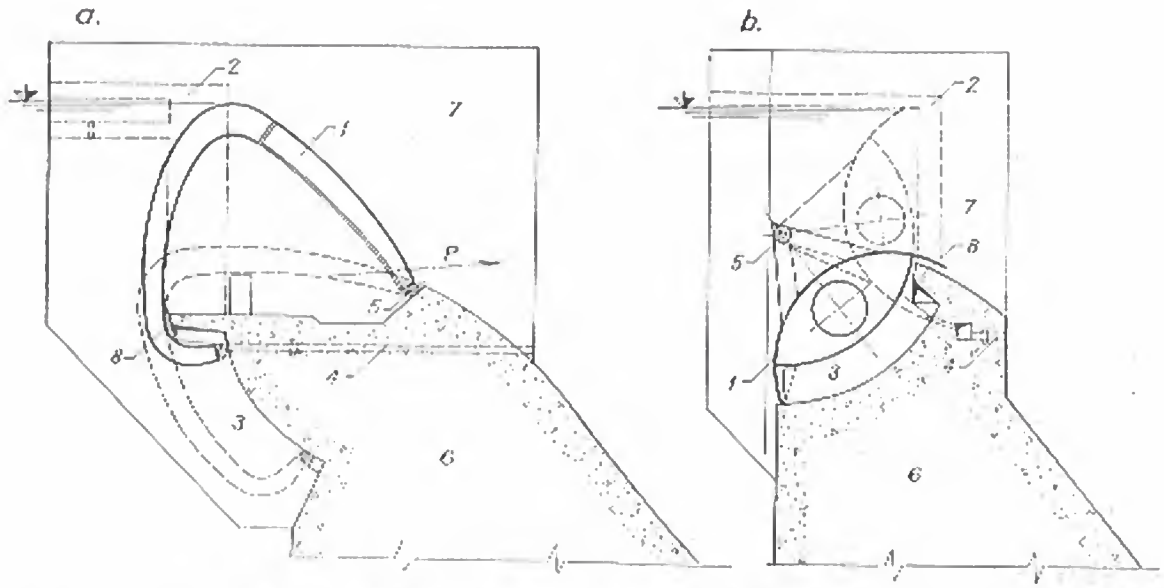


Fig. 7-31. Stavile segment coboritoare automatizate:
a — cu articulația în aval; *b* — cu articulația în amonte; *1* — stavilă segment coboritoare; *2* — galerie de admisie; *3* — cameră de presiune; *4* — galerie de evacuare; *5* — articulație; *6* — deversor; *7* — pilă; *8* — planșeu opritor etanș.

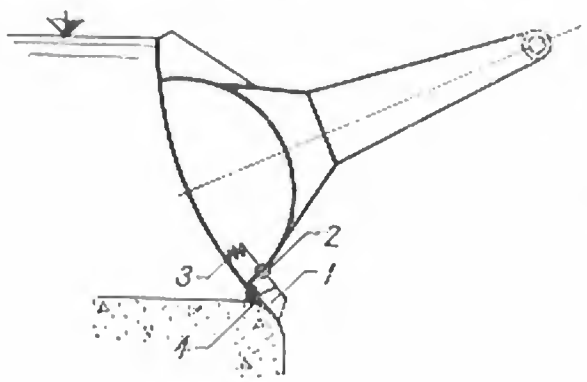


Fig. 7-32. Etanșare de fund la stavilă segment coboritoare:
1 — etanșare de fund; *2* — articulație; *3* — resort; *4* — cioc articulat.

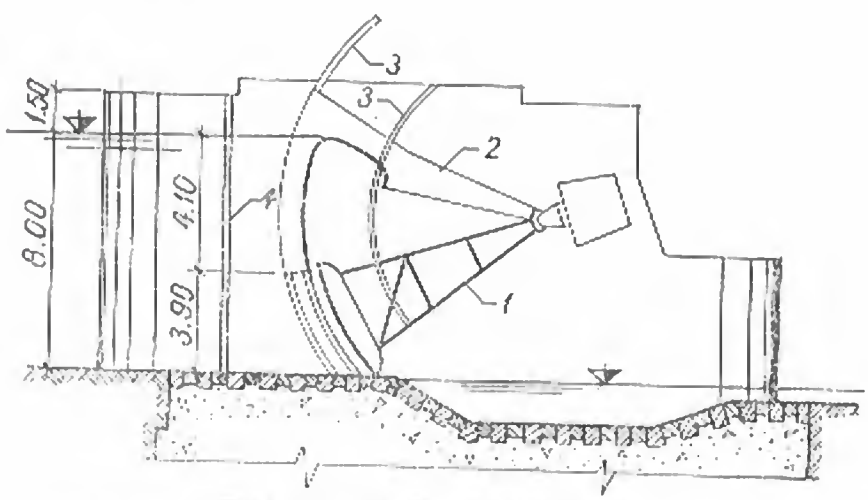


Fig. 7-33. Stavilă segment dublă:
1 — stavilă inferioară; *2* — stavilă superioară; *3* — coroane dințate; *4* — batardou amonte.

29. Manevrarea stavilelor segment

Stavilele segment sînt de obicei acționate de la ambele extremități. S-au executat și stavile segment cu corpul capabil să preia eforturi de torsiune și atunci acționarea se face de la o singură extremitate.

Forțele de manevră se transmit, de la mecanismele aflate pe pile la stavile, prin lanțuri Gall sau tije. Lanțurile Gall preiau numai forțe de întindere și ele se folosesc cînd în nici o situație de exploatare nu este necesar ca segmentul să fie împins. Tijele pot transmite și forțe de compresiune. Ele sînt alcătuite din profile metalice și bolțuri intermediare, între care se angrenează rotițe dințate ale mecanismelor de manevră.

Tijele cu bolțuri se prind prin articulații de corpul stavilei. Prinderea se poate face la partea inferioară (fig. 7-34, *a*) sau superioară (fig. 7-34, *b*), care necesită însă o înălțime mai mare a pilelor.

La unele stavile de tip mai vechi, acționarea se face cu ajutorul unor segmenți dințați, al căror centru de curbură coincide cu centrul de rotație al stavilei (fig. 7-35). Segmentul dințat se angrenează cu roțile dințate ale mecanismelor de pe pilă și asigură ridicarea stavilei cu al cărui braț este solidar [3]. Mai recent stavilele segment sînt acționate hidromecanic, folosind servomotoare acționate de ulei sub presiune.

În cazul stavilelor segment cu clapetă se pot folosi mecanisme și tije comune sau separate. Atunci cînd tija este comună, ridicarea segmentului nu se poate face decît după coborîrea clapetei, deoarece tija este articulată de un braț metalic solidar cu clapeta. Dacă clapeta este împiedicată să coboare (de exemplu datorită blocării prin îngheț) și se forțează totuși ridicarea, brațul se poate rupe. Acest lucru reprezintă un dezavantaj serios în exploatare. Cele mai indicate sisteme de acționare sînt acelea care permit ridicarea și coborîrea independentă a clapetei și a segmentului.

Articulațiile dintre brațele stavilei și pile se realizează în două moduri: tipul din figura 7-36, *a* se folosește cînd forțele transmise sînt relativ mici, iar cel din figura 7-36, *b* pentru forțe mai importante.

Forțele transmise pilelor prin lagăre pot ajunge la valori de circa 300 t. Cînd forțele sînt reduse, piesa inferioară a lagărului se așază direct în beton. Pentru forțe importante se prevede o placă metalică de repartiție sau chiar grinzi metalice înglobate în beton.

30. Concepții moderne pentru stavilele segment

Pe baza experienței acumulate pînă în prezent [7] rezultă că stavilele clapete sînt avantajoase pentru retenții de înălțime mică. Pentru retenții importante (cu înălțimea mai mare de 7 ... 8 m) soluția se alege între stavilele segment și stavilele metalice duble (cîrlig). Comparația economică trebuie să se facă nu numai

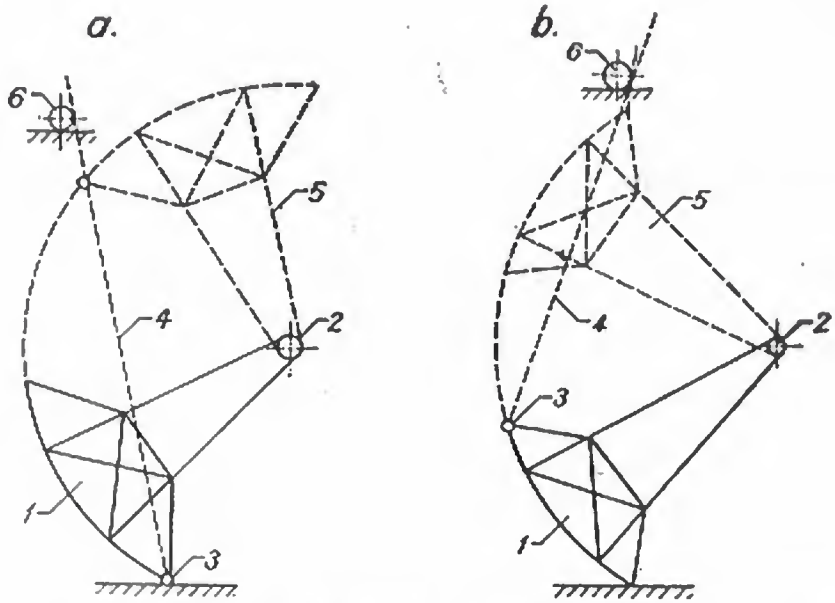


Fig. 7-34. Acționarea stavilelor segment:

a — cu tijă la partea inferioară; *b* — cu tijă la partea superioară; *1* — stavilă; *2* — articulație; *3* — articulația tijei; *4* — tijă; *5* — stavila la poziție ridicată; *6* — mecanism de manevră.

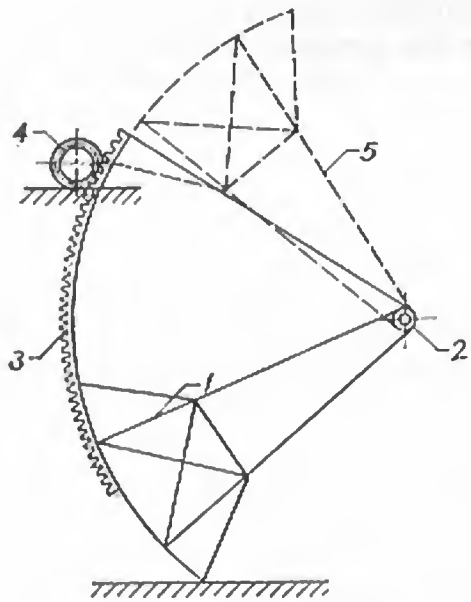


Fig. 7-35. Stavilă segment acționată printr-un segment dințat:

1 — corp stavilă; *2* — articulație; *3* — coroană dințată solidară cu stavila; *4* — mecanism de manevră cu roată dințată; *5* — stavila în poziție ridicată.

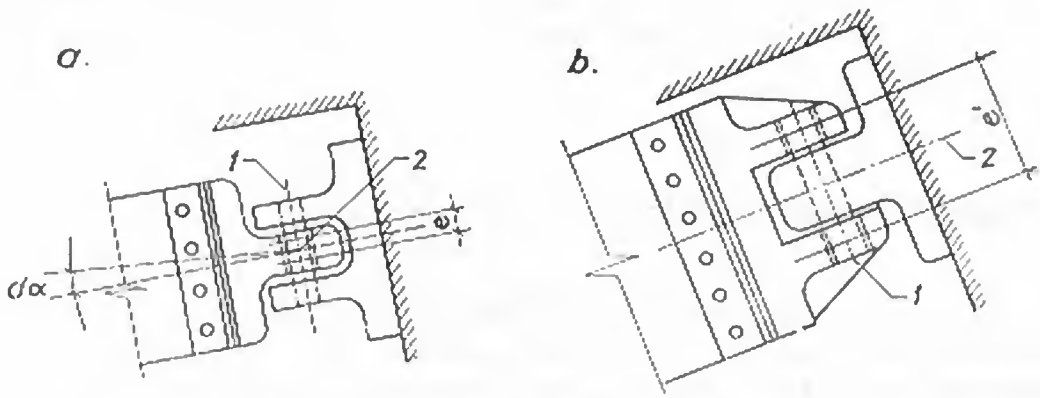


Fig. 7-36. Articulații la stavile segment:

a — pentru forțe mici; *b* — pentru forțe mari; *1* — ax de rotație; *2* — plan vertical de rotație.

între costul stavilelor propriu-zise, ci incluzînd şi costul părţii de construcţie. Domeniul economic actual al stavilelor segment este limitat la circa 1500 t mărime maximă a forţei de transmitere prin braţul stavilei la pilă (aceasta înseamnă că o stavilă segment de 25 m deschidere are o înălţime limitată la circa 15,50 m).

La stavilele segment de fund se constată că raportul între raza segmentului şi înălţimea de retenţie variază între 1,70 şi 0,85, cu tendinţă de scădere în ultimii ani. Reducerea razei segmentului este avntajoasă deoarece permite reducerea lungimii pilelor şi dă o mai mare libertate în alegerea formei paramentului aval. S-au executat în ultimii ani lucrări importante avînd acest raport unitar (fig. 7-37).

Poziţia articulaţiei stavilei segment este raţional să fie aleasă la o cotă cît mai coborîtă; astfel se micşorează eforturile de încovoiere în fundaţie şi cresc posibilităţile de alegere a formei paramentului aval. O articulaţie prea coborîtă prezintă şi inconvenientele de a fi inundată la viituri şi de a fi în pericol de avarie la trecerea plutitorilor şi a gheţurilor. În acest caz se impun măsuri speciale de protecţie cum ar fi articulaţii în casete etanşe, grinzi de apărare, uleiuri speciale de ungere a lagărelor etc.

Pentru micşorarea forţei de ridicare, stavilele segment se execută cu ax excentric (fig. 7-37, *c*) sau tola stavilei se execută cu retrageri (fig. 7-37, *d*).

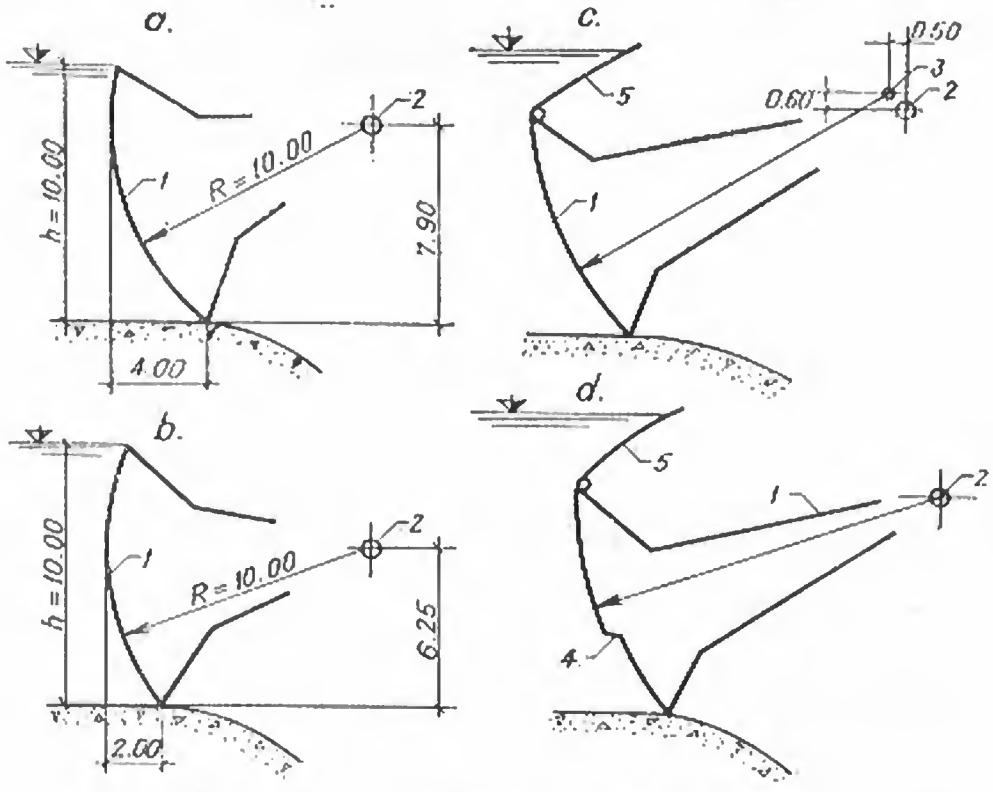


Fig. 7-37. Concepţii moderne la stavile segment:

a, *b*— reducerea raportului *R*/*h* şi micşorarea cotei articulaţiei; *c*, *d* — reducerea forţei de ridicare a stavilei; *1* — stavilă segment; *2* — articulaţie; *3* — centrul segmentului de cerc al tolei; *4* — retragere; *5* — clapetă.

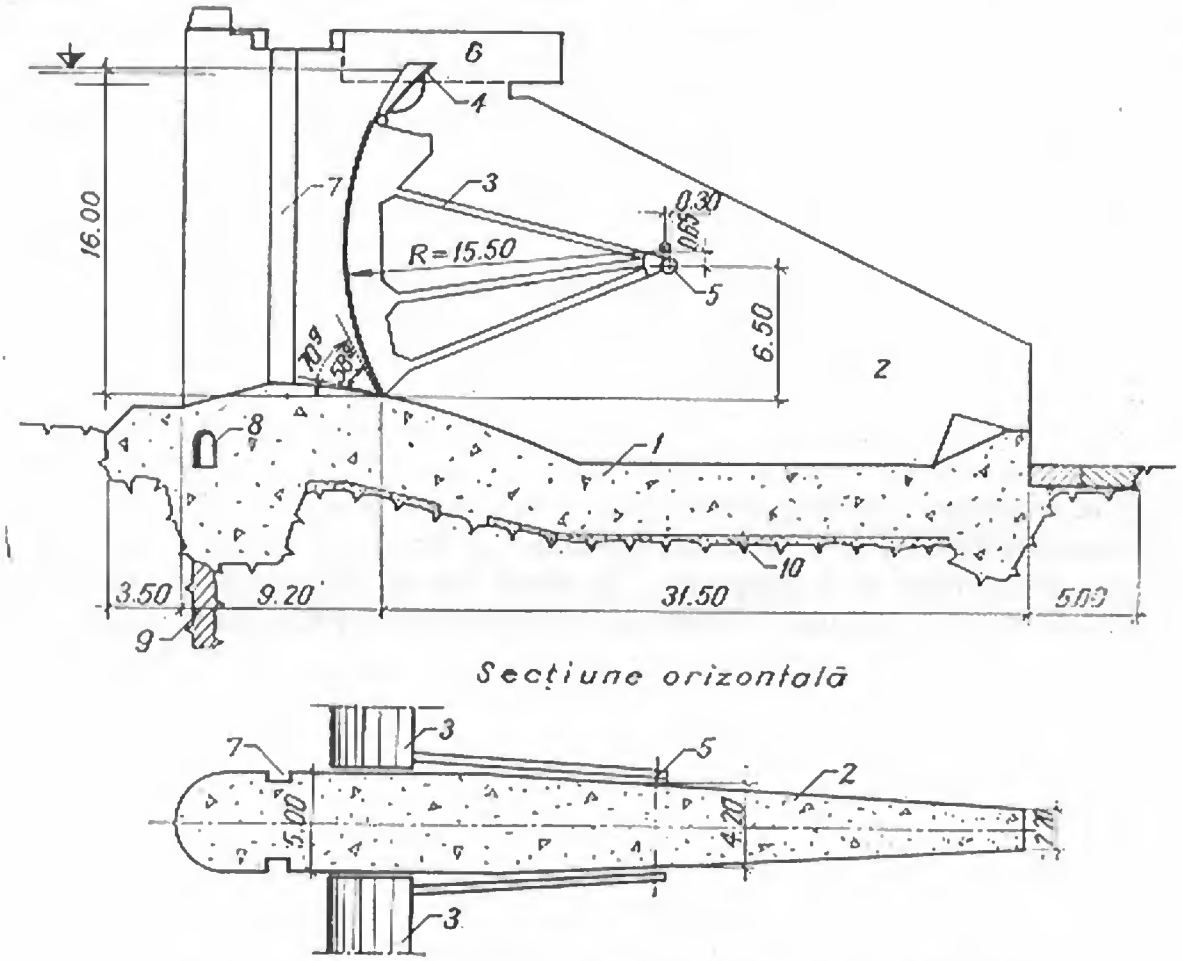


Fig. 7-38. Stavilă segment cu clapetă la stăvilarul de Carbonne:
1 — radier; *2* — pilă; *3* — stavile segment, 4 × 18,00 × 13,50 m; *4* — stavile clapetă 4 × 18,00 × 2,70 m; *5* — articulație; *6* — cabină de manevră; *7* — nișa batardoului amonte; *8* — galerie; *9* — etanșare cu piloți secanți; *10* — strat drenant din beton poros.

În figura 7-38 se prezintă poziția brațelor stavilelor segment și forma pilelor la stăvilarul *de Carbonne* pe rîul Garonne (Franța), dat în exploatare în anul 1969. Stăvilarul are 4 stavile segment cu clapetă de 18 × 16,20 m, evacuarea viiturii de 4100 m³/s putîndu-se face numai prin trei deschideri.

§ 6. CALCULUL STAVILELOR SEGMENT

31. Greutatea proprie

Păstrînd aceeași clasificare a forțelor ca în cazul stavilelor plane, se menționează mai departe forțele caracteristice stavilelor segment.

Greutatea proprie se poate determina în fazele preliminare de proiectare după formula lui *Berezinski* [8]:

$$G = 0{,}15\, A \sqrt[4]{A} \quad \text{(t)}. \tag{23}$$

unde A este suprafața stavilei proiectată în plan vertical, în m².

Analizînd statistic numeroase stavile executate în țara noastră și în străinătate, *D. Parel* recomandă formula [5]:

$$G_t = 1{,}48\,L^2H^2 + 558\,LH - 6\,600 \quad \text{(kg)} \tag{24}$$

$$\text{(pentru } LH \geqslant 20 \text{ m}^2\text{)}$$

unde G_t este greutatea totală a stavilei inclusiv troliile, electromotoarele, blindajele etc.

Greutatea mobilă (stavila propriu-zisă și lanțurile) care intervine în calculele statice, se determină după formula:

$$G = \chi G_t \quad \text{unde} \quad \chi = 0{,}9 - 0{,}001\,LH. \tag{25}$$

32. Presiunea hidrostatică

Forța de presiune hidrostatică P se compune dintr-o componentă orizontală P_h și una verticală P_v (fig. 7-39).

Dacă nu există apă în aval (fig. 7-39, *a*), forța P_h are expresia:

$$P_h = \frac{1}{2}\gamma H_1^2 L, \tag{26}$$

unde L este lungimea stavilei.

Forța P_v este egală cu volumul de apă dislocuit. Dacă directricea segmentului este un arc de cerc cu centrul în O, cu notațiile din figura 7-39, *a*, valoarea forței P_v este următoarea:

$$P_v = \frac{1}{2}\gamma R^2\left[\frac{\pi\alpha^\circ}{180^\circ} + 2\sin\alpha_1\cos\alpha_2 - 0{,}5(\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2)\right]L. \tag{27}$$

Rezultanta presiunii hidrostatice se determină prin compunerea forțelor P_h și P_v:

$$P = \sqrt{P_h^2 + P_v^2}. \tag{28}$$

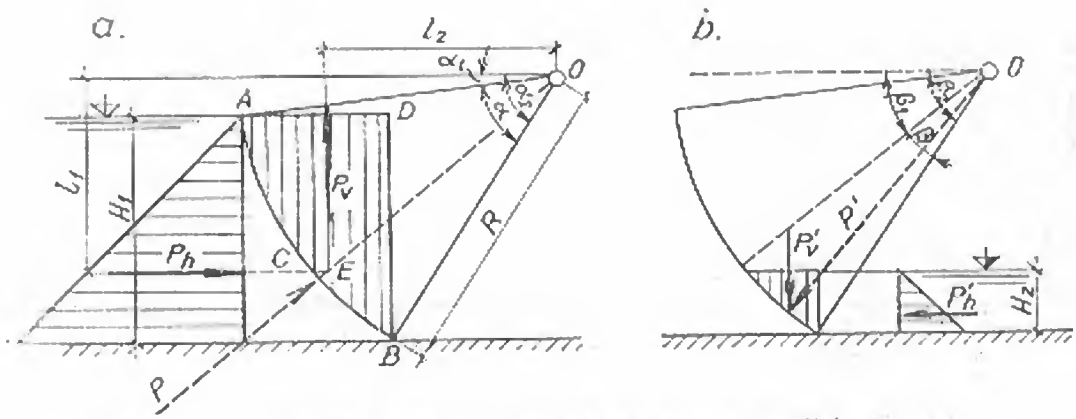


Fig. 7-39. Acțiunea presiunii hidrostatice asupra stavilei segment:
a — din amonte; *b* — din aval.

Poziția rezultantei P se determină din condiția de a trece prin centrul O a cercului și punctul de intersecție al forțelor P_h și P_v. Forța P_h se aplică la $\frac{1}{3} H_1$, iar poziția forței P_v rezultă din ecuația de echilibru față de punctul O:

$$P_h l_1 - P_v l_2 = 0 \quad \text{de unde} \quad l_2 = \frac{P_h}{P_v} l_1. \tag{29}$$

Dacă există apă și în aval, se consideră separat solicitarea dată de presiunea hidrostatică din aval (fig. 7-39, *b*). În această ipoteză:

$$P'_h = \frac{1}{2} \gamma H_2^2 L. \tag{30}$$

Expresia forței P'_v se obține din expresia forței P_v, înlocuind unghiurile $\alpha, \alpha_1, \alpha_2$, respectiv prin β, β_1, β_2:

$$P'_v = \frac{1}{2} \gamma R^2 \left[\frac{\pi \beta^\circ}{180^\circ} + 2 \sin \beta_1 \cos \beta_2 - 0{,}5(\sin 2\beta_1 + \sin 2\beta_2) \right] L. \tag{31}$$

33. Presiunea hidrodinamică

Forța de presiune hidrodinamică, care apare în cazul curgerii pe sub stavilă, se determină pe baza teoriei curgerilor potențiale. În figura 7-40, *a* se arată variația presiunilor dinamice calculate după trasarea rețelei de linii de curent și linii echipotențiale [1].

Într-un punct situat la adîncimea y de la suprafața apei, dacă se notează cu u viteza de curgere de-a lungul feței amonte a stavilei, reducerea presiunii hidrostatice are expresia $\Delta p = \gamma \frac{u^2}{2g}$, și deci valoarea presiunii hidrodinamice din punctul considerat are expresia:

$$p_d = \gamma \left(y - \frac{u^2}{2g} \right). \tag{32}$$

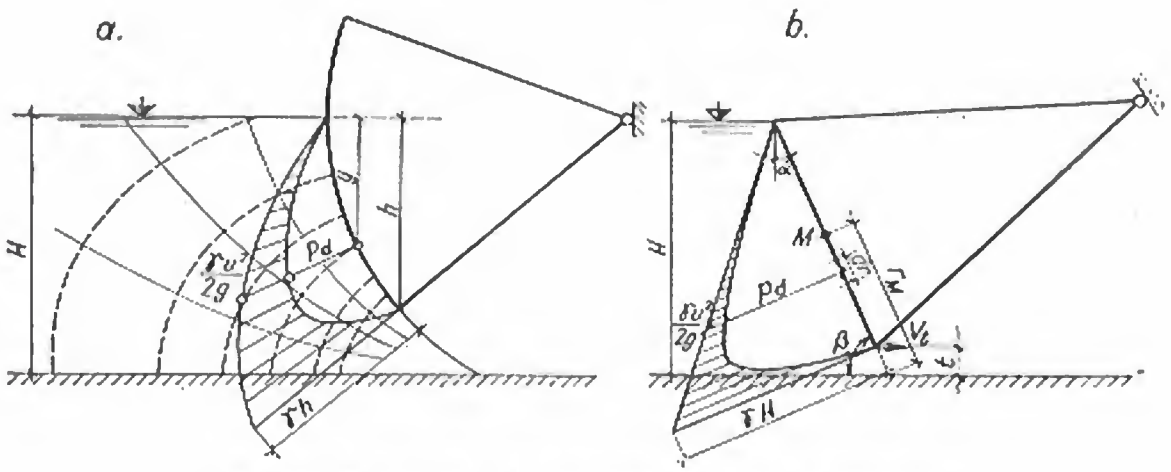


Fig. 7-40. Presiunea hidrodinamică pe o stavilă segment:
a — cu fața amonte cilindrică; *b* — cu fața amonte plană.

Pentru o stavilă segment cu faţa amonte plană, reducerea presiunii se poate calcula şi pe cale analitică (fig. 7-40, *b*).

În acest caz viteza apei la muchia inferioară a stavilei este:

$$V_t = \sqrt{2g(H-t)}. \tag{33}$$

Viteza într-un punct M al stavilei rezultă din relaţia:

$$\frac{V_M}{V_t} = \frac{t/\sin\beta}{r_M} \quad \text{deci} \quad V_M = \frac{V_t t}{r_M \sin\beta}. \tag{34}$$

Pierderea de sarcină în punctul M va fi:

$$\Delta h_M = \frac{V_M^2}{2g} = \frac{t^2(H-t)}{r_M^2 \sin^2\beta} \quad \text{şi} \quad \Delta p = \gamma \frac{t^2(H-t)}{r_M^2 \sin^2\beta}. \tag{35}$$

Reducerea forţei de presiune pe întreaga stavilă are expresia:

$$W = \int_{t/\sin\beta}^{H/\sin\beta} \Delta p \, dr = \frac{\gamma t^2(H-t)}{\sin^2\beta} \int_{t/\sin\beta}^{H/\sin\beta} \frac{dr}{r^2} = \frac{\gamma t^2(H-t)^2}{\sin^3\beta}. \tag{36}$$

34. Forţele de frecare

Forţele de frecare apar datorită frecării din articulaţii şi frecării dintre etanşări şi paramentele pilelor.

Frecarea din articulaţii este foarte redusă. Forţele de frecare în cazul stavilelor segment se includ în general în coeficienţii de siguranţă.

35. Elemente de calcul

Calculul static al scheletului metalic al stavilelor segment (tolă, antretoaze, lonjeroane) se face în mod analog ca la stavilele plane. Dacă grinzile principale sînt legate rigid de braţele de reazem, în calcul se consideră un cadru dublu articulat, braţele de reazem constituind montanţii, iar corpul stavilei rigla. Rezultă o structură o dată static nedeterminată, care în calculele practice se reduce la un cadru plan (fig. 7-41).

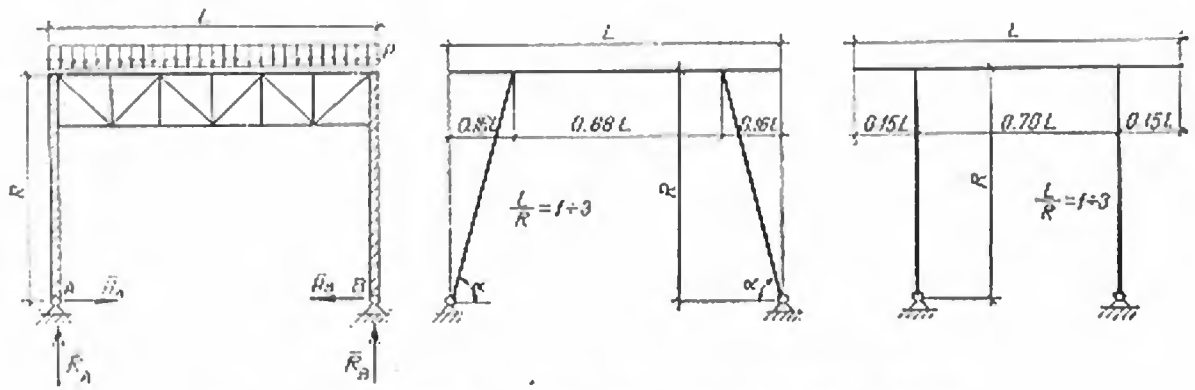


Fig. 7-41. Scheme de calcul static pentru stavile segment.

Unii autori au dedus, făcînd unele aproximații, formule directe de calcul pentru necunoscuta statică nedeterminată H.

Brațele de reazem ale stavilei segment se calculează la încovoiere și flambaj, admițîndu-se de obicei un coeficient de siguranță la flambaj egal cu 5.

36. Calculul forțelor de ridicare

Pentru manevrarea stavilei segment, adică rotirea ei în jurul axului articulațiilor, este necesară aplicarea unui moment care să învingă momentul greutății proprii și al frecărilor de lagăr în raport cu centrul de rotație (se neglijează frecarea din etanșări).

Cu notațiile din figura 7-42, această condiție se exprimă astfel:

$$S_1 R \cos\alpha - G R_g \cos\beta - f R_0 r = 0 \qquad (37)$$

unde r — raza lagărului;

f — coeficientul de frecare de alunecare din lagăr.

Rezultă:

$$S_1 = G \frac{R_g}{R} \frac{\cos\beta}{\cos\alpha} + f \frac{R_0}{\cos\alpha} \frac{r}{R}. \qquad (38)$$

Deoarece $\frac{r}{R} \simeq 0$, termenul al doilea din membrul drept se poate neglija.

Ținînd seama că raportul $\frac{R_g}{R} = C$ este constant, se poate scrie că:

$$S_1 = GC \frac{\cos\beta}{\cos\alpha}. \qquad (39)$$

Forța de ridicare S_1 la o stavilă segment este întotdeauna mai mică decît greutatea proprie a stavilei G.

Este de remarcat că rezultanta presiunii hidrostatice trece în orice poziție a stavilei segment prin centrul său de rotație, dacă acesta coincide cu centrul de curbură al feței amonte. Rezultă că forța din presiunea hidrostatică nu influențează asupra forței de ridicare decît prin frecările de alunecare din lagăr, care sînt reduse.

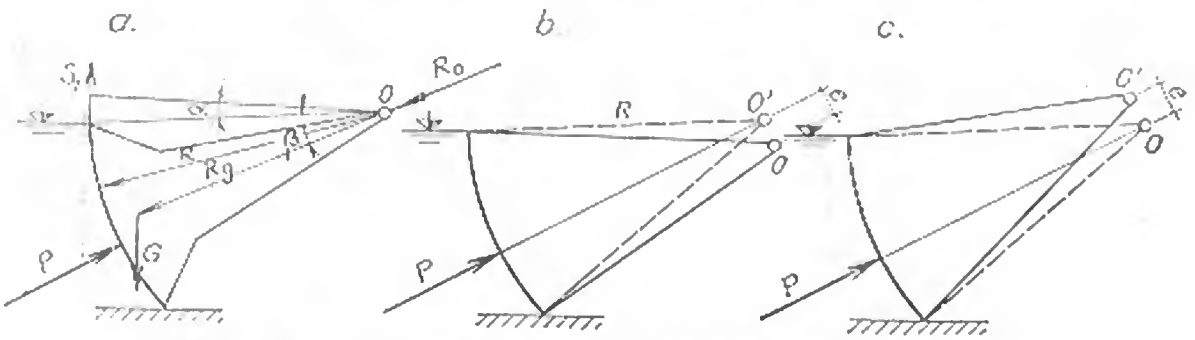


Fig. 7-42. Determinarea forței de ridicare la stavile segment:
a — schemă de calcul; *b*, *c* — stavile cu ax excentric.

Prin deplasarea articulației față de centrul de curbură al suprafeței amonte, forța din presiunea hidrostatică poate da un moment de stabilitate sau de ridicare față de centrul de rotație, deci poate mări sau micșora forța de ridicare a stavilei segment (fig. 7-42 *b*, *c*).

Dacă centrul de rotație este deplasat sub centrul de curbură (fig. 7-42, *b*), apare suplimentar un moment de ridicare din presiunea hidrostatică, ce micșorează forța de ridicare:

$$S_1' = GC\frac{\cos\beta}{\cos\alpha} - P\frac{e}{R\cos\alpha}. \qquad (40)$$

După schema din figura 7-42, *c*, cu centrul de rotație deplasat deasupra centrului de curbură, presiunea hidrostatică dă un moment de stabilitate, mărind pe S_1 cu $P\frac{e}{R\cos\alpha}$.

§ 7. STAVILE SECTOR

37. Generalități

Stavilele sector au secțiunea transversală alcătuită dintr-un sector de cerc, căptușit pe două sau pe toate cele trei fețe ale lui, care se rotește în jurul unui ax orizontal. El poate coborî parțial sau total într-o nișă special amenajată în radierul barajului. Corpul stavilei sector formează împreună cu nișa un sistem închis, numit și cameră de presiune, în care prin introducerea apei din amonte se poate regla presiunea și realiza manevrarea.

Stavilelele cu căptușeală pe toate fețele (fig. 7-43, *b*, *d*). se numesc plutitoare, iar cele căptușite pe două fețe se numesc înecate (fig. 7-43, *a*) Stavila din figura 7-43, *c* este de tipul semi-înecată, având fața aval parțial etanșă, astfel că apa deversată intră în corpul stavilei [4].

Stavilele sector fiind de tip coborîtor, este rațional a fi folosite pentru reglarea nivelului amonte și evacuarea corpurilor plutitoare și a gheții. Ele se utilizează

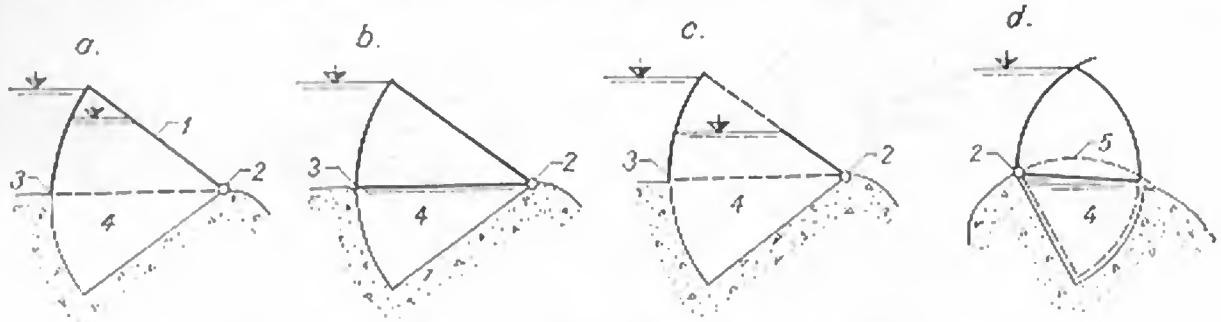


Fig. 7-43. Scheme de stavile sector:

a — înecată; *b* — plutitoare; *c* — semiînecată; *d* — tambur; *1* — corp stavilă; *2* — articulație; *3* — opritor; *4* — cameră de presiune; *5* — stavilă în poziție coborîtă.

atît la stăvilare cît și pe coronamentele barajelor deversoare, ajungînd pînă la deschideri de 50 m și înălțimi de 5 ... 6 m.

Se deosebesc două tipuri de stavile sector:

— *cu axa de rotație în aval*;

— *cu axa de rotație în amonte*.

38. Stavile cu axa de rotație în aval

Stavilele sector cu axa de rotație în aval sînt de trei categorii: înecate, plutitoare și semihidraulice.

Stavilele sector înecate sînt acționate în poziție ridicată de împingerea apei pe extradosul și intradosul feței amonte și pe intradosul feței superioare (fig. 7-44). Rezultanta acestor forțe hidrostatice echilibrează greutatea proprie și forțele de frecare din articulații și etanșări. În poziția parțial coborîtă, cînd stavila este deversată, apare și forța din suprasarcina de apă; echilibrul se poate reface numai prin variația presiunii apei din interiorul camerei de presiune. Modificarea presiunii hidrostatice în interiorul acestei camere se realizează prin admiterea sau evacuarea apei, sau prin introducerea de aer comprimat.

Modul cum se reglează presiunea hidrostatică în interiorul camerei de presiune este indicat în figura 7-45. Prin introducerea unui piezometru, cu cilindru telescopic și nivel reglabil, pe traseul conductei de admisie a apei, în aval de piezometru presiunea hidrostatică corespunde cotei cilindrului telescopic [3].

În figura 7-46 se prezintă schema de calcul pentru o stavilă sector înecată. Într-o poziție oarecare a stavilei, aceasta este acționată de greutatea proprie G, de presiunea hidrostatică din interior și exterior, de presiunea hidrodinamică a lamei deversante și de forțele de frecare din etanșări și articulații.

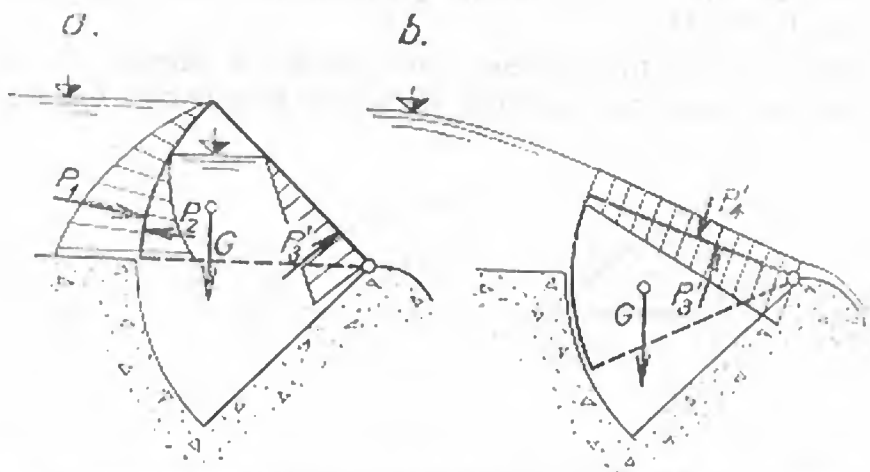


Fig. 7-44. Schema forțelor ce acționează pe o stavilă sector înecată:
a — în poziție ridicată; *b* — în poziție intermediară.

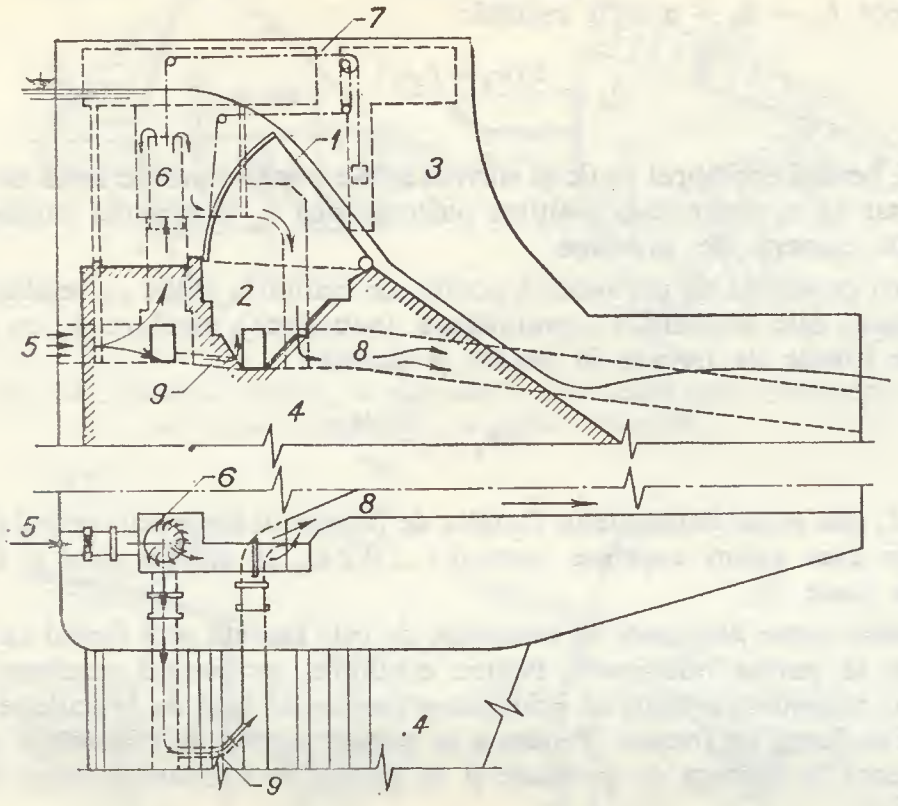


Fig. 7-45. Schema de acționare a unei stavile sector înecate:
1 — stavilă; *2* — cameră de presiune; *3* — pilă; *4* — radier; *5* — conductă de admisie a apei; *6* — piezometru cu telescop reglabil; *7* — dispozitiv cinematic cu contragreutate pentru reglarea poziției tubului telescopic; *8* — conductă de evacuare în aval; *9* — conductă de admisie în camera de presiune.

Folosind notațiile din figura 7-46, condiția de echilibru a stavilei se exprimă anulînd momentul tuturor forțelor în raport cu centrul de rotație *O*. În stare de repaus, deci fără frecări, condiția de echilibru conduce la relația:

$$\frac{a^2}{6}(h_u + 2h_a) - Gr_g - P_d r_p = 0. \tag{41}$$

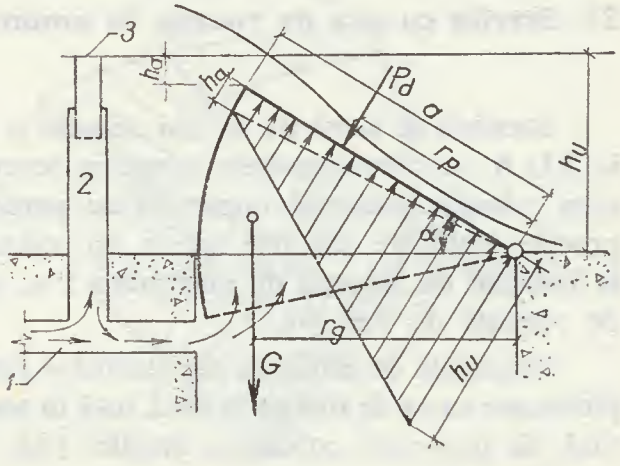


Fig. 7-46. Determinarea condiției de echilibru la o stavilă sector înecată:
1 — conductă de admisie a apei; *2* — piezometru; *3* — tub telescopic reglabil.

Deoarece $h_u = h_a + a \sin \alpha$ rezultă:

$$h_a = \frac{2(Gr_g + P_d r_p)}{a^2} - \frac{a}{3} \sin \alpha. \tag{42}$$

Deci, pentru echilibrul static al stavilei într-o poziție caracterizată de un unghi α, este necesar să se realizeze o înălțime piezometrică h_a la muchia superioară a sectorului în camera de presiune.

Pentru ca stavila să părăsească poziția de echilibru static cu tendința de coborîre (ridicare), este necesară o supraînălțare (coborîre) a nivelului h_a cu Δh_a, pentru a învinge forțele de frecare în lagăre și etanșări:

$$\Delta h_a = \frac{2\Sigma M_f}{a^2}, \tag{43}$$

unde $\sum M_f$ este suma momentelor forțelor de frecare în raport cu centrul O. Diferența Δh_a poate avea valori cuprinse între 0,1 ... 0,2 m, la stavile mici și 0,2 ... 0,4 m, la stavile mari [5].

Stavilele sector plutitoare se deosebesc de cele înecate prin faptul că sînt închise cu tolă și la partea inferioară. Pentru echilibru, momentul rezultant al tuturor presiunilor exterioare trebuie să echilibreze momentul față de articulație al greutății proprii și al forței de frecare. Pentru a se coborî stavila, se evacuează o parte din apa existentă în camera de presiune și se ajunge la o nouă poziție de echilibru (fig. 7-47).

Ridicarea stavilei se realizează introducînd apă din amonte în camera de presiune. Determinarea presiunii necesare se face la fel ca în cazul stavilelor înecate.

Stavilele sector semiînecate (sau suedeze) se deosebesc în principiu de celelalte tipuri de stavile sector prin faptul că sînt acționate pe cale mecanică, cu ajutorul unor mecanisme situate pe pile. Forța de ridicare este însă redusă pe cale hidraulică. Fața superioară a acestor stavile este parțial deschisă, astfel încît presiunile apei nu se transmit decît pe o porțiune a acestei fețe (fig. 7-48).

39. Stavile cu axa de rotație în amonte

Stavilele de acest tip se mai numesc și *stavile tambur* și se utilizează în special în S.U.A. pe coronamentele barajelor deversoare. Fața lor superioară este curbată, prin coborîre realizînd împreună cu paramentul deversant al barajului un profil practic. Față de stavilele sector cu axa de rotație în aval, care se aplică pînă la înălțimi de retenție de maximum 5 m, acest tip este utilizabil pînă la înălțimi de retenție de 9 m [9].

Condițiile de echilibru ale stavilelor tambur sînt analoage cu cele ale stavilelor plutitoare cu ax de rotație în aval, însă în acest caz presiunile hidrostatice din amonte tind să provoace coborîrea stavilei (fig. 7-49).

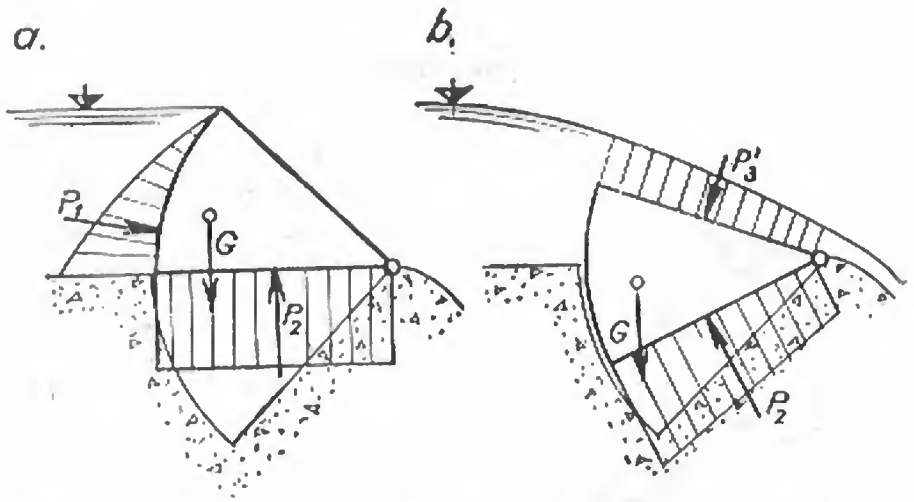


Fig. 7-47. Schema forțelor ce acționează pe o stavilă sector plutitoare:
a — în poziție ridicată; *b* — în poziție intermediară.

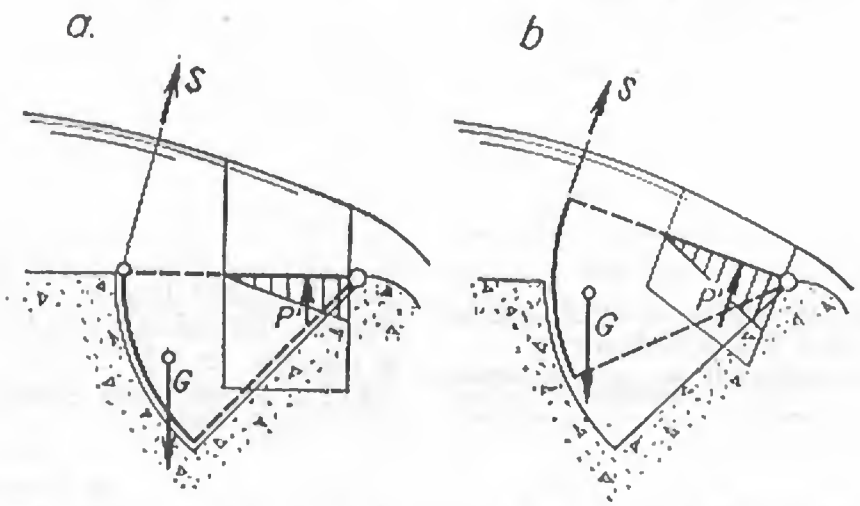


Fig. 7-48. Schema forțelor ce acționează pe o stavilă sector semiînecată:
a — în poziție coborîtă; *b* — în poziție intermediară.

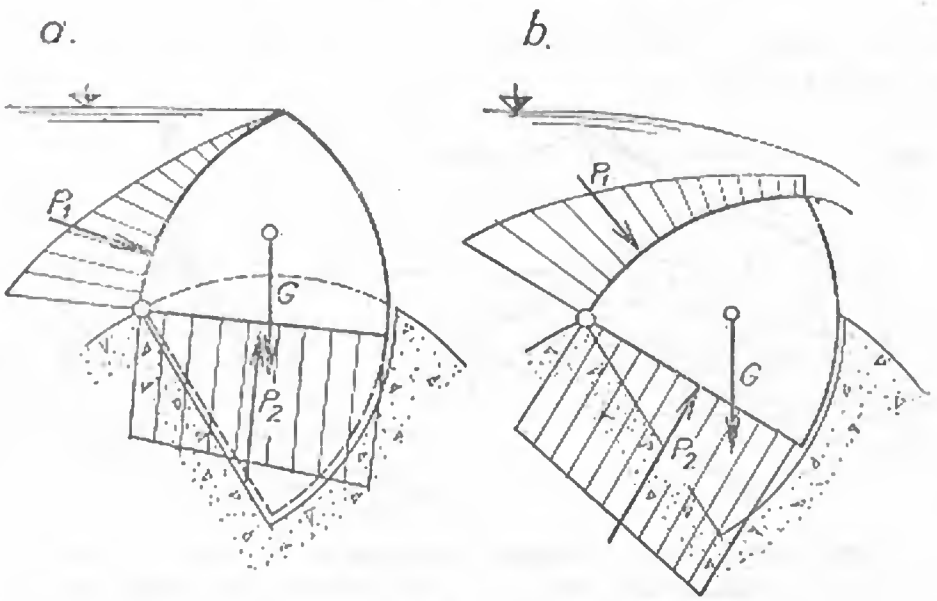


Fig. 7-49. Schema forțelor ce acționează pe o stavilă tambur:
a — în poziție ridicată; *b* — în poziție intermediară.

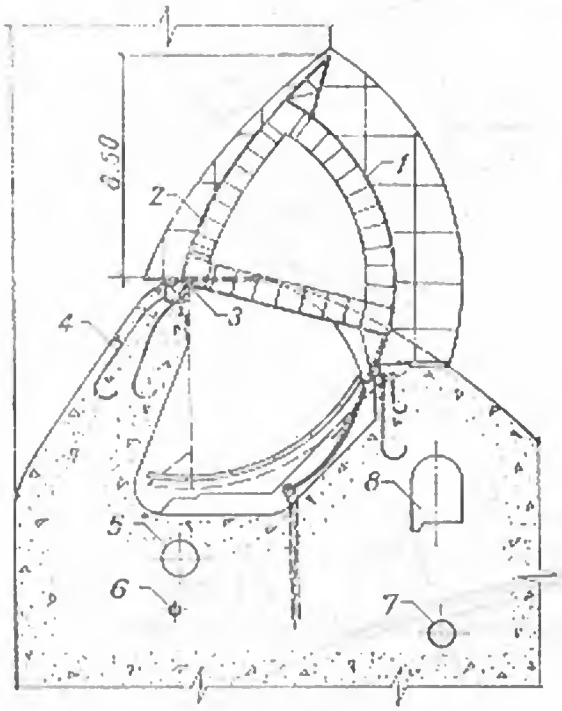


Fig. 7-50. Stavilă tambur cu cioc superior la barajul Shasta (S.U.A.):

1 — stavilă tambur 31,00 × 8,50 m; *2* — cadru metalic; *3* — articulație; *4* — ancoraje; *5* — conductă pentru alimentarea camerei de presiune; *6* — conductă cu flotor; *7* — conductă de drenaj; *8* — galerie de vizitare 1,80 × 2,40 m

La unele stavile de acest tip, fața amonte se prelungește la partea superioară (fig. 7-50). Această dispoziție constructivă are rolul să sporească momentul în sens coborîtor al stavilei, în raport cu axa de rotație.

40. Alcătuirea constructivă

O stavilă sector este alcătuită din scheletul de rezistență, tola de etanșare și dispozitivele de etanșare de pe contur. Scheletul de rezistență este diferit, funcție de poziția axului de rotație al stavilei (în amonte sau aval).

Stavilele sector cu articulația în aval sînt de obicei alcătuite dintr-un schelet metalic format din ferme transversale, articulate în radier și dispuse la distanțe de 1,50 ... 3,00 m. Pe ferme reazemă lonjeroanele care susțin tola de etanșare.

În unele cazuri se mai prevăd între ferme antretoaze, pentru a reduce deschiderile panourilor (fig. 7-51, *a*). Fermele se contravîntuiesc și în planurile celorlalte fețe. Un exemplu de alcătuire a unei ferme se arată în figura 7-51, *b*.

Stavilele sector de tip plutitor se execută uneori din beton armat, căptușindu-se cu o tolă la exterior, pentru asigurarea etanșeității. Sectoarele din beton armat sînt împărțite în sens longitudinal în tronsoane de 15 m, condiționate de fenomenul de contracție (fig. 7-52) [2].

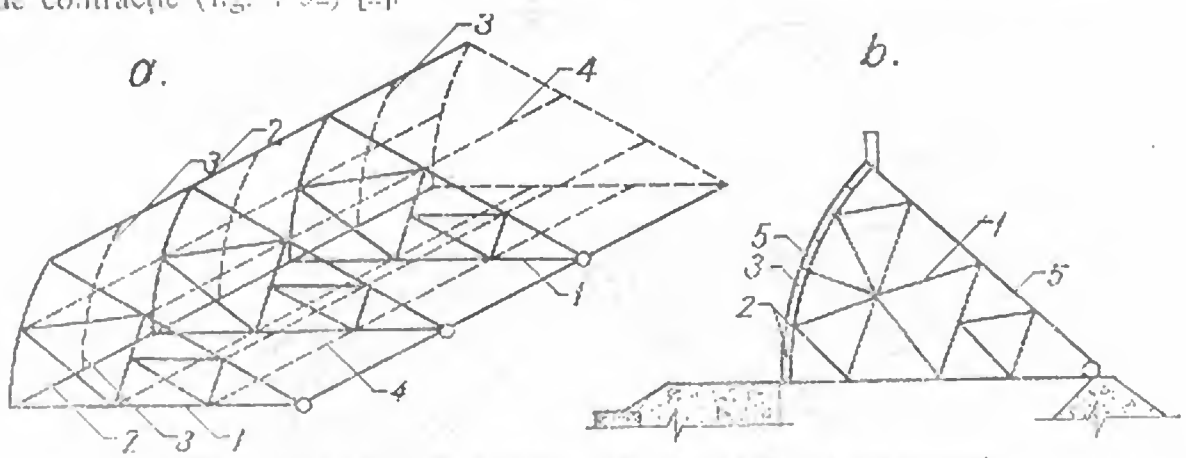


Fig. 7-51. Alcătuirea stavilelor sector cu ax de rotație în aval:

a — vedere a scheletului de rezistență; *b* — secțiune transversală; *1* — ferme-diafragme verticale articulate pe radier; *2* — lonjeroane; *3* — antretoaze; *4* — lonjeroane pe fețele laterale; *5* — căptușeală din tablă de oțel.

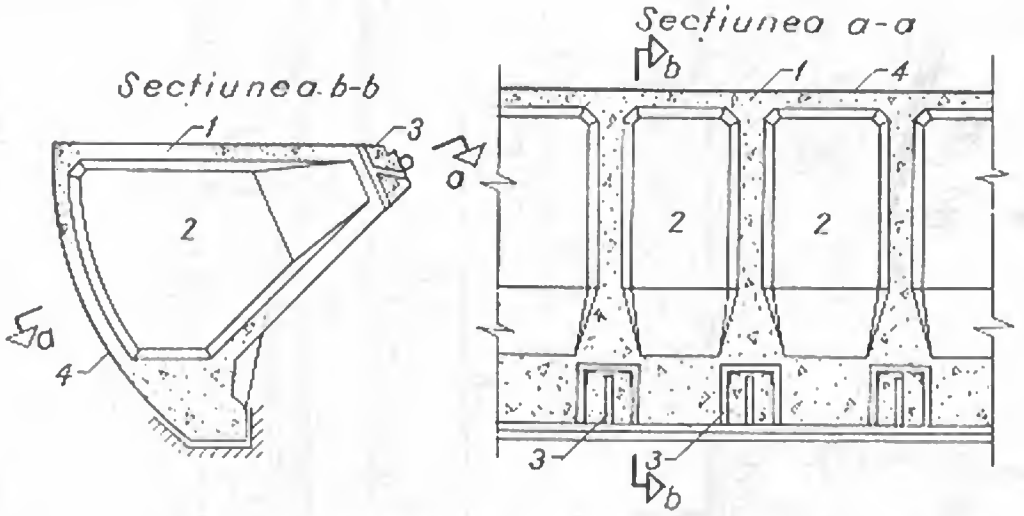


Fig. 7-52. Stavilă sector plutitoare din beton armat:
1 — schelet de beton armat; *2* — goluri în interiorul stavilei; *3* — sistem pentru formarea articulației; *4* — tablă metalică.

Stavilele tambur sînt alcătuite dintr-o serie de cadre metalice curbilinii, situate la circa 1,00 m distanță și acoperite pe toate cele trei fețe cu o tolă de reținere (v. fig. 7-50). Înălțimea ciocului superior este de (0,25 ... 0,30) H, unde H este înălțimea de retenție.

Un element constructiv important al stavilelor sector îl constituie etanșările pe contur, care condiționează realizarea presiunilor necesare pentru echilibru. Etanșarea dintre sector și radier la partea amonte se face în general cu o tolă elastică, fixată de radier și pe care presiunea apei o apasă pe fața amonte a stavilei (fig. 7-53, *a*). Etanșările laterale ale sectorului în camera de presiune se realizează de asemenea cu o tolă elastică (fig. 7-53, *b*). Etanșarea la articulații se realizează cu ajutorul unui ax continuu, care reazemă într-un lăcaș de asemenea continuu (fig. 7-53, *c*).

Calculul static și de rezistență este la fel ca la celelalte tipuri de stavile. Se calculează separat tola de etanșare, lonjeroanele, antretoazele și fermele. Datorită faptului că o stavilă sector este în permanență ținută în echilibru de apa din camera de presiune, solicitările de torsiune și încovoiere longitudinală sînt neglijabile.

41. Considerații finale

Stavilele sector au în general o greutate mare a părții mobile. După *Taranorski*, pentru stavilele sector cu axul de rotație în amonte, greutatea stavilei (g) pentru 1 m² se poate determina cu formula [4]:

$$g = 255 \div 217 \sqrt[3]{H} + (50 \ldots 80)\, H \quad (\text{kg/m}^2). \tag{44}$$

D. Pavel [5] recomandă următoarea relație pentru determinarea greutății sectorului (G), cu blindaje și ancore, fără greutatea echipamentelor de manevrare

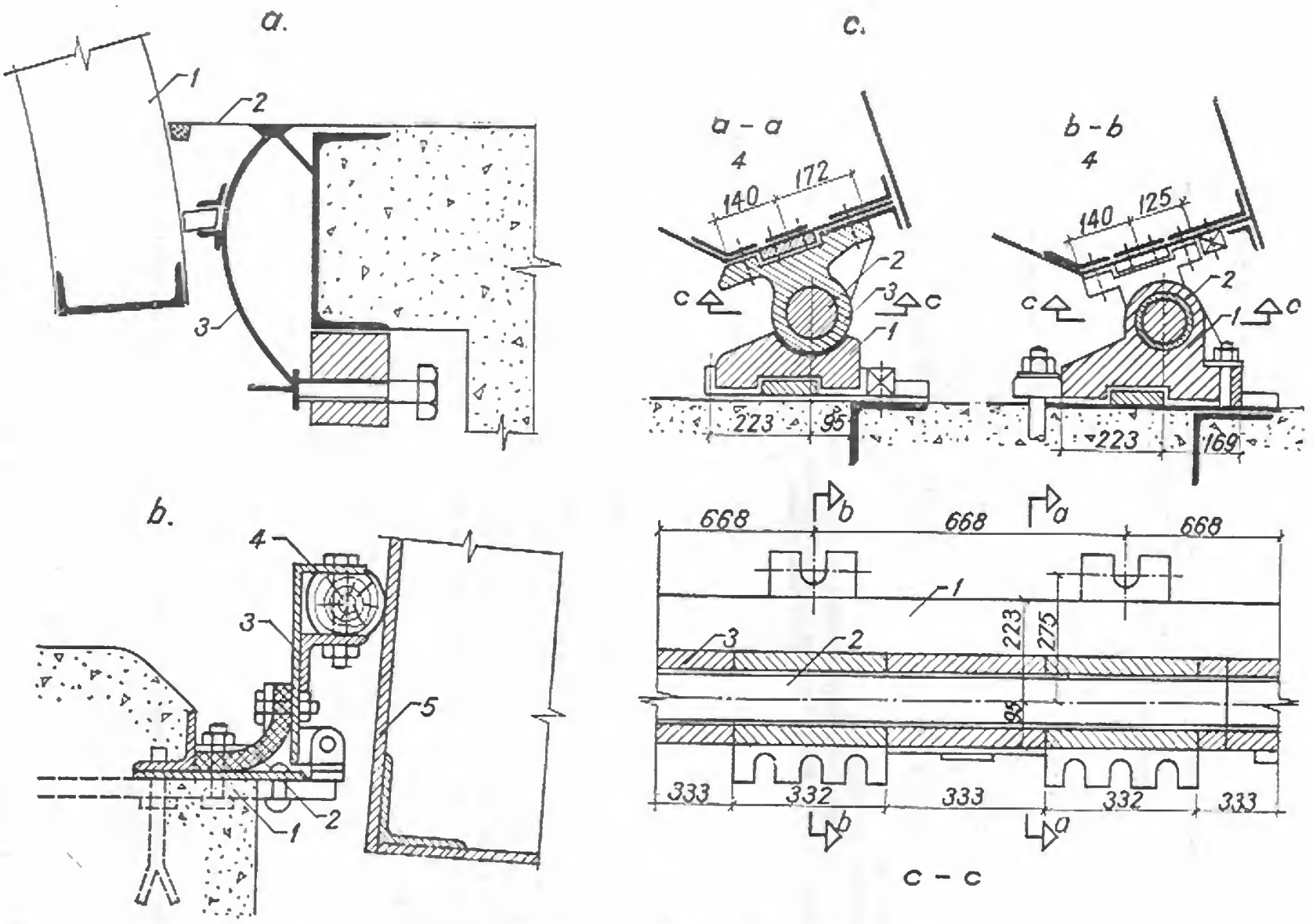


Fig. 7-53. Sisteme de etanşare la stavile sector:

a — de fund; *1* — faţă exterioară stavilă; *2* — tolă elastică; *3* — sistem elastic pentru presarea tolei de stavilă; *b* — laterală; *1* — dispozitiv de prindere; *2* — garnitură de cauciuc; *3* — tolă elastică; *4* — şipcă; *5* — faţa laterală a stavilei; *c* — la articulaţii; *1* — lagăr; *2* — axul articulaţiei; *3* — cilindru continuu de prindere a stavilei pe ax; *4* — stavilă.

hidraulică (robinete, conducte, telescoape), care nu intervin în calculele de stabilitate și care reprezintă circa 5% G:

$$G = 210\ (LH)^{1,26} \quad \text{(kg)}. \tag{45}$$

O comparație între stavilele sector și segment arată că, pentru $L\,H < 210$ m², stavilele segment au greutatea mai redusă și invers.

Stavilele sector, comparativ cu alte tipuri de stavile, au următoarele avantaje: funcționează automat, reglînd cu precizie nivelul din lac, evacuează cu ușurință gheţurile, plutitorii, viiturile, au o construcție simplă, robustă, fără mecanisme de acționare; la deschideri mari, $L \leqslant 60$ m și $H \leqslant 5$ m, devin mai economice ca alte tipuri.

Ca dezavantaje ale stavilelor sector sînt de menționat următoarele: necesită nișe și fundații importante, de aceea pot fi aplicate atunci cînd acestea se pot realiza fără investiții suplimentare (pe coronamentul barajelor spre exemplu), nu se comportă bine la îngheț, camera de presiune este expusă la colmatarea cu nămol și nisip, necesită un montaj mai pretențios.

§ 8. STAVILE CILINDRICE

42. Generalități

O stavilă cilindrică este alcătuită dintr-un tub cilindric orizontal, rigidizaprin cadre transversale interioare, rezemat la cele două extremități, care se deplasează prin rostogolire pe niște cremaliere înclinate, situate în pile. Stavila cilindrică este o construcție metalică robustă, care permite realizarea unor deschideri mari între pile — pînă la 50 m — și retenții ridicate — pînă la 12 m.

În comparație cu stavilele plane și segment, stavilele cilindrice au avantajul unei rigidități mult mai mari. Datorită acestei calități ele sînt indicate atunci cînd pe rîu există transporturi însemnate de gheață și flotanți. De asemenea, datorită rigidității lor, ele pot fi manevrate de la un singur capăt (pentru $LH < 100$ m²).

Dezavantajele stavilelor cilindrice constau în faptul că au o greutate mai mare decît celelalte tipuri de stavile, deci preț de cost mai ridicat, au un montaj mai dificil și nu funcționează automat.

În țara noastră s-au aplicat stavile cilindrice la barajul *Bilciurești* pe Ialomița (2 stavile cu $L = 25$ m; $H = 2{,}50$ m) și pe rîul Bega. Pe plan mondial, se constată că după perioada anilor 1920—1940, cînd stavilele cilindrice se aplicau curent, în prezent ele se utilizează tot mai rar și numai pentru $L\,H > (150 \ldots 200)$ m², deci suprafețe foarte mari, unde sînt concurate de stavilele duble cîrlig.

Stavilele cilindrice se grupează în următoarele trei tipuri: *stavile cilindrice normale, stavile cilindrice coborîtoare și stavile cilindrice cu clapetă.*

43. Stavile cilindrice normale

La acest tip de stavilă singura deplasare posibilă a cilindrului este cea de ridicare. Rolul acestei stavile este numai de a asigura retenția, putînd la nevoie să elibereze prin ridicare deschiderea stăvilarului pentru trecerea debitelor de viitură.

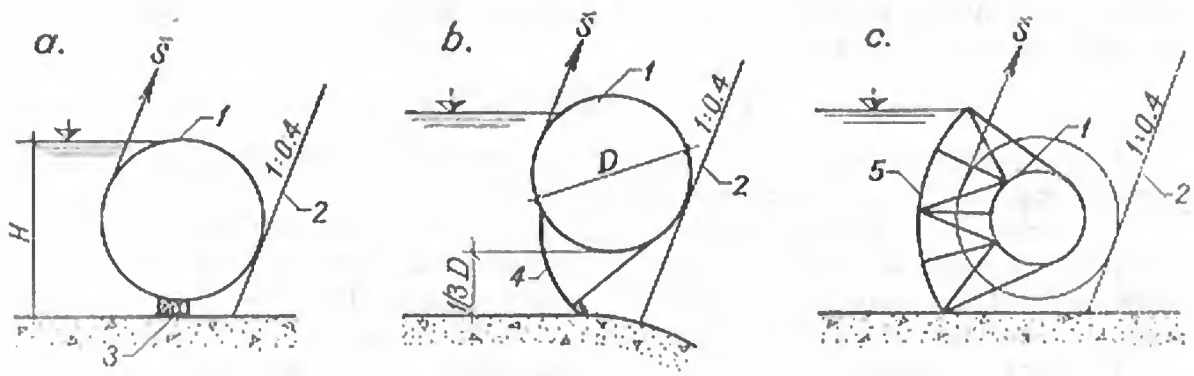


Fig. 7-54. Tipuri de stavile cilindrice normale:
a — cu grindă de etanșare; *b* — cu cioc inferior; *c* — cu scut; *1* — cilindru de oțel; *2* — cremalieră; *3* — grindă de lemn; *4* — cioc inferior; *5* — scut etanș.

Primele stavile de acest tip etanșau la partea inferioară direct pe radier, rezemînd pe o grindă de lemn (fig. 7-54, *a*). Deoarece grinda de lemn nu realizează un profil hidraulic satisfăcător pentru curgerea pe sub stavilă, firele de curent se dezlipesc de contur, provocînd vibrații periculoase ale întregului corp al stavilei. Stavilele prevăzute cu cioc la partea inferioară (fig. 7-54, *b*) elimină acest inconvenient. Dimensiunile ciocului se aleg astfel ca firele de curent să nu atingă corpul cilindric în aval în nici o poziție. Se recomandă ca înălțimea ciocului să fie cîrca 1/3 din diametrul cilindrului.

O formă rațională de stavilă cilindrică normală este cea din figura 7-54, *c*, în care diametrul cilindrului se micșorează la diametrul necesar din condițiile de rezistență, iar înălțimea de retenție se realizează printr-un scut, format dintr-un cioc superior și unul inferior.

Corpul cilindric (fig. 7-55) este alcătuit dintr-o tolă metalică cu grosimi de 10 ... 16 mm, rezemată pe lonjeroane. La stavilele de dimensiuni mari grosimea

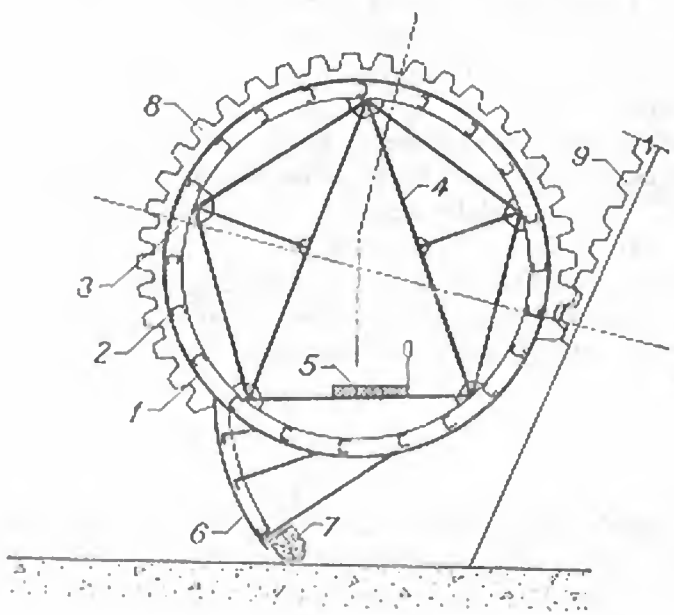


Fig. 7-55. Alcătuirea corpului unei stavile cilindrice:
1 — tablă metalică; *2* — lonjeroane; *3* — antretoaze; *4* — ferme de rezistență; *5* — pasarelă; *6* — cioc inferior; *7* — grindă de lemn; *8* — coroană dințată; *9* — cremalieră.

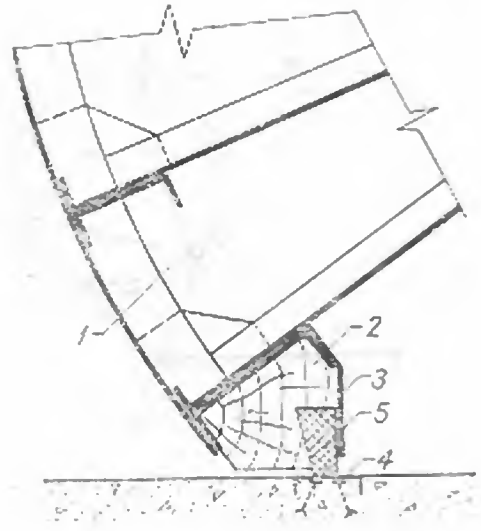


Fig. 7-56. Etanșare de fund cu grindă de lemn și profil de cauciuc:
1 — ciocul inferior al stavilei; *2* — grindă de lemn; *3* — platbandă metalică; *4* — prag metalic; *5* — profil de cauciuc.

tolei este variabilă, reducîndu-se de la mijloc spre extremități, pe baza calculelor de rezistență.

Lonjeroanele se realizează în general din profile U, dispuse la distanțe de 0,60 ... 1,00 m pe contur. Rigidizarea transversală a cilindrului se asigură prin diafragme dispuse la 1,50 ... 1,80 m distanță, alcătuite din inele rigide cu secțiune U sau I, pentru diametre mai mici ale cilindrului, sau mai uzual din zăbrele realizate din profile metalice (fig. 7-55). Diafragmele se dispun astfel încît să permită circulația în interiorul cilindrului. La extremitățile cilindrului, diafragmele se alcătuiesc mult mai puternice, formînd niște panouri de capăt pe care se fixează lanțurile de ridicare ale stavilei.

Etanșarea laterală a stavilelor cilindrice este identică cu aceea a stavilelor plane (v. fig. 7-9). Ea se realizează dintr-o tolă elastică, solidară cu corpul stavilei, la a cărei extremitate este prevăzut un profil de lemn sau cauciuc, pe care presiunea apei îl face să adere de paramentul pilei.

Etanșarea de fund se realizează de obicei cu o grindă din lemn de stejar, fixată de ciocul inferior (fig. 7-55). Lățimea acesteia se determină din condiția ca presiunea pe care o transmite radierului la retență normală să fie cel puțin egală cu presiunea hidrostatică la cota respectivă.

Pentru realizarea unei etanșări de fund și mai eficiente, uneori, pe lîngă grinda de lemn, se prevede și un profil de cauciuc, care depășește cu cîțiva centimetri suprafața inferioară a grinzii (fig. 7-56) [10].

Dezavantajele stavilelor cilindrice normale constau în faptul că nu permit reglarea nivelului amonte, iar pentru evacuarea corpurilor plutitoare și a gheții este necesar ca întreg frontul de retență să fie eliberat, manevra conducînd la pierderi importante de apă. Pentru a se elimina aceste dezavantaje s-au construit stavile cilindrice de tip coborîtor.

44. Stavile cilindrice coborîtoare

La stavilele cilindrice coborîtoare, evacuarea corpurilor plutitoare și a gheții, precum și reglarea nivelului amonte, se realizează prin coborîrea parțială a stavilei. La viituri, stavila se ridică și eliberează deschiderea stăvilarului la fel ca o stavilă

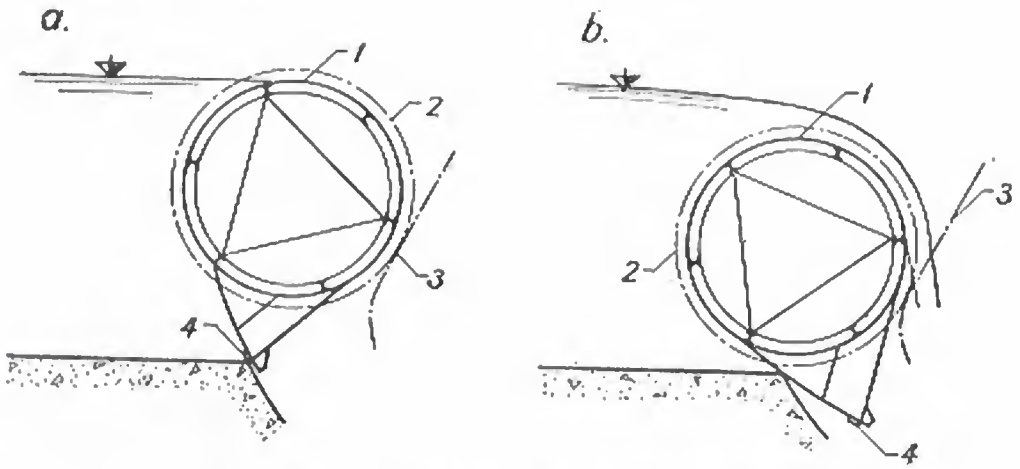


Fig. 7-57. Stavilă cilindrică coborîtoare:
a — în poziție de serviciu; *b* — în poziție coborîtă; *1* — corp cilindric; *2* — coroană dințată; *3* — cremalieră; *4* — etanșare de fund.

cilindrică normală. Modul de alcătuire al acestui tip de stavilă este reprezentat în figura 7-57.

Stavilele cilindrice coborîtoare pot coborî în general 1 ... 1,5 m; pe primii 40 ... 50 cm din spațiul coborîrii, ciocul inferior trebuie să asigure etanșeitatea. Realizarea acestei condiții este deosebit de dificilă [10].

Primele etanșări de fund la stavilele cilindrice coborîtoare s-au realizat prin așa-numitul sistem al *camerei de apă* (fig. 7-58, *a*). La extremitatea ciocului inferior se crează un spațiu care comunică cu apa din amonte. Presiunea hidrostatică din „camera de apă" acționează asupra unei tole elastice, prevăzută la capăt cu o șipcă de lemn, pe care o presează pe radier tot timpul coborîrii stavilei. Sistemul este defectuos deoarece în camera de apă pătrunde nisip, iar tola elastică poate îngheța în timpul iernii, blocîndu-se.

Un sistem mai eficace de etanșare de fund este cel din figura 7-58, *b*. În acest sistem la partea inferioară a ciocului există o tolă metalică articulată de cioc printr-o șarnieră continuă și prevăzută pe partea spre radier cu un profil de cauciuc masiv. Pentru asigurarea aderenței profilului de cauciuc pe radier, se prevăd la distanțe de 2 m bare metalice verticale. Acestea sînt prevăzute la partea superioară cu resoarte elastice și piulițe de strîngere și sînt articulate la partea inferioară în niște diafragme sudate pe tola metalică. Unul din avantajele acestui sistem constă și în faptul că etanșarea poate fi întreținută în timp, barele verticale și piulițele de strîngere fiind accesibile din interiorul cilindrului.

Stavilele cilindrice coborîtoare prezintă și unele dezavantaje, legate în special de comportarea în timp a elementelor de etanșare. Etanșările de fund — care sînt mai sensibile decît cele ale stavilelor cilindrice normale — sînt supuse deteriorării, atunci cînd stavila se ridică, prin izbirea de straturile de aluviuni depuse pe radier în amonte de stavilă. La fel, pentru etanșările laterale sînt prevăzute niște nișe în radier, lîngă paramentul pilei, în care ele să poată intra în timpul coborîrii stavilei. Cînd stavila este ridicată, aceste nișe sînt în pericol de colmatare cu nisip, astfel încît la o nouă coborîre etanșările laterale se pot deteriora.

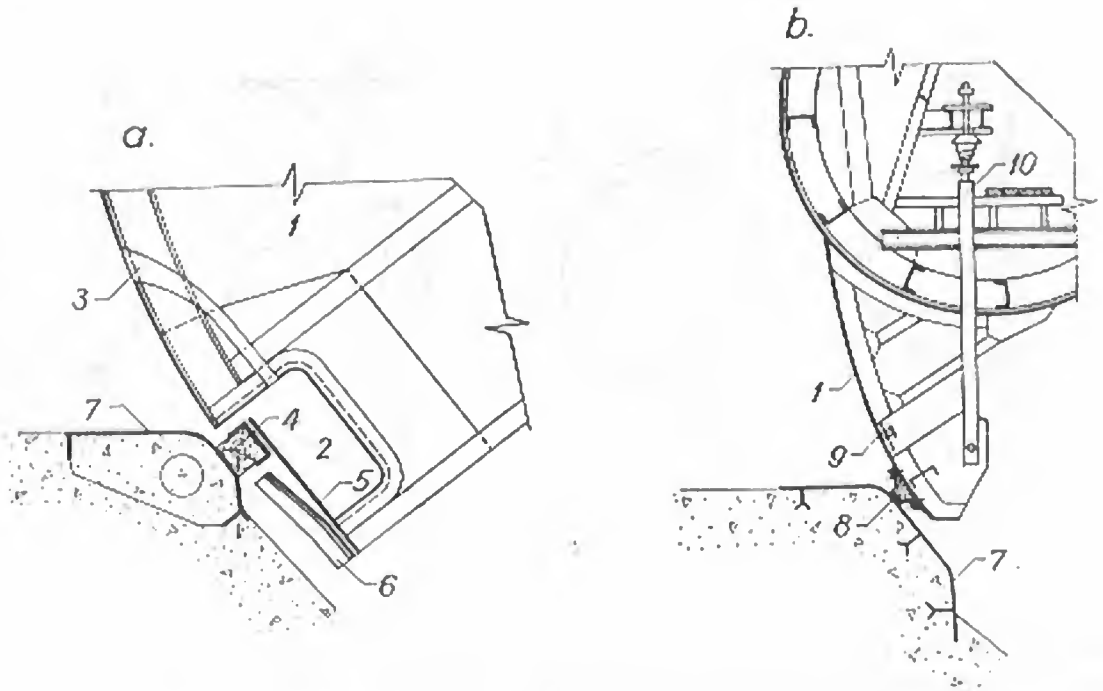


Fig. 7-58. Etanşarea de fund la stavile cilindrice coborîtoare:
a — cu cameră de apă; *b* — cu garnitură de cauciuc; *1* — ciocul stavilei; *2* — cameră de apă; *3* — conductă de admisie; *4* — grindă de lemn; *5* — tolă flexibilă; *6* — opritor; *7* — profil metalic ancorat în radier; *8* — garnitură de cauciuc; *9* — articulaţie cu şarnieră continuă; *10* — dispozitiv de presare.

Dezavantajele arătate au condus la căutarea altor soluţii. Astfel au apărut stavilele cilindrice cu clapetă, care asigură reglarea nivelului amonte şi evacuarea în condiţii avantajoase a gheţurilor şi plutitorilor, eliminînd dezavantajele stavilelor cilindrice coborîtoare.

15. Stavile cilindrice cu clapetă

La acest tip de stavilă evacuarea corpurilor plutitoare şi a gheţii, ca şi reglarea nivelului amonte, se realizează cu o clapetă. După modul de alcătuire, aceste stavile pot fi de două feluri:

— stavile la care clapeta este montată pe un corp cilindric de acecaşi formă ca şi o stavilă cilindrică normală (fig. 7-59, *a*);

— stavile la care corpul inferior este prevăzut cu o nişă după secţiunea clapetei, forma cilindrică realizîndu-se cînd clapeta este în poziţie culcată (fig. 7-59, *b*).

La stavilele din prima categorie racordul dintre clapetă şi corpul cilindric se realizează printr-o consolă solidară cu cilindrul inferior. Această alcătuire este dezavantajoasă din punct de vedere static şi hidraulic, astfel că în general se preferă stavilele din a doua categorie. Acestea prezintă însă şi ele dezavantajul că extradosul clapetei nu poate fi profilat perfect hidraulic, el trebuind să se înscrie într-un arc de cerc.

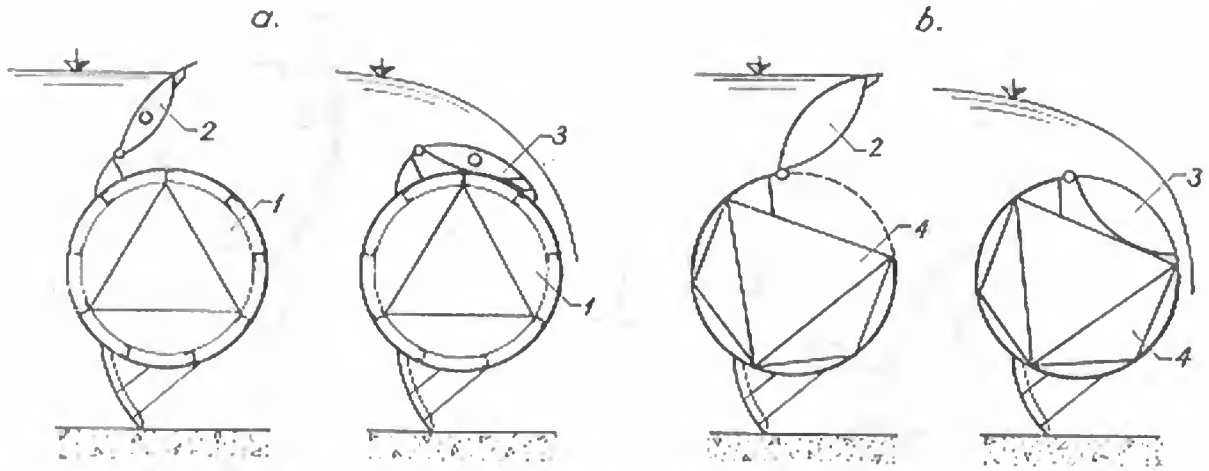


Fig. 7-59. Alcătuirea stavilelor cilindrice cu clapetă:
a — stavilă cilindrică normală cu clapetă; *b* — stavilă cilindrică cu nișă pentru clapetă; *1* — stavilă cilindrică normală; *2* — clapetă ridicată; *3* — clapetă coborîtă; *4* — stavilă cilindrică cu nișă.

Stavilele cilindrice cu clapetă au avantajul față de stavilele cilindrice coborîtoare că, pentru evacuarea plutitorilor și reglarea nivelului amonte manevrîndu-se numai clapeta, etanșările corpului cilindric sînt mult mai puțin supuse deteriorării. În schimb, etanșările laterale ale clapetei sînt supuse deteriorării în timpul evacuării gheții.

O problemă dificilă pe care o prezintă stavilele cilindrice cu clapetă este etanșarea dintre corpul clapetei și al cilindrului. Prin pătrunderea nisipului sau mîlului în articulația sau etanșarea dintre cele două stavile, rotirea clapetei devine mai dificilă, suprafețele metalice în contact sînt supuse uzurii, iar eficiența etanșării suferă. Modul de realizare al acestei articulații se prezintă în figura 7-60.

La tipul din figura 7-60, *a* articulația este realizată printr-o șarnieră continuă. Pe partea din aval a șarnierei sînt fixate două fîșii de cauciuc, care se prind între ele prin șuruburi cu clemă.

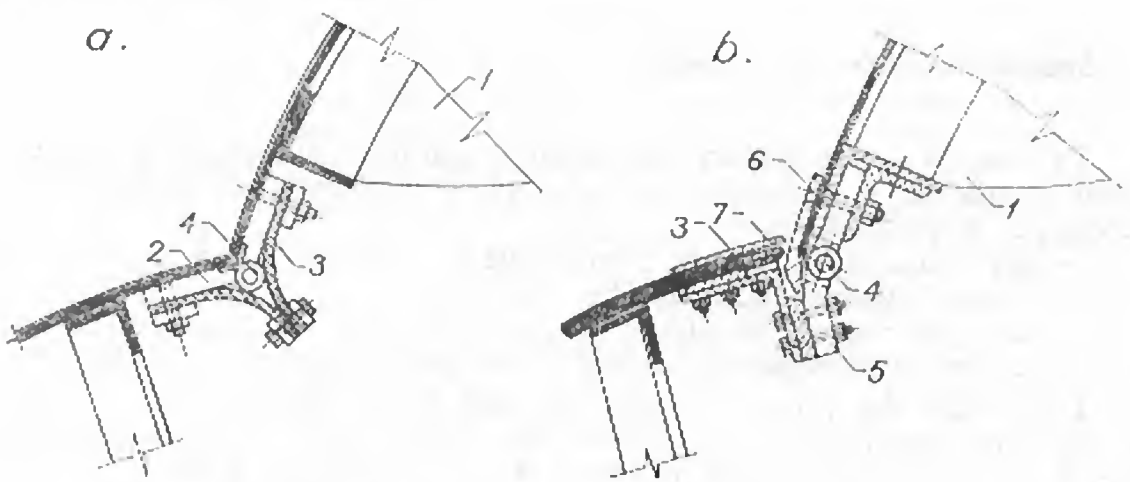


Fig. 7-60. Realizarea articulației dintre clapetă și cilindru:
a — cu șarnieră continuă; *b* — cu șarniere individuale; *1* — clapetă; *2* — șarnieră continuă; *3* — bandă de cauciuc; *4* — articulație; *5* — șarniere independente; *6* — tolă de cupru; *7* — tolă de protecție a benzii de cauciuc.

La tipul din figura 7-60, *b* articulaţia se realizează printr-o serie de şarniere scurte, dispuse la 40 ... 60 cm între ele. Etanşarea se realizează printr-un profil de cauciuc masiv, solidar cu corpul cilindrului şi care este presat pe un profil de bronz bulonat pe corpul clapetei. Pentru a proteja profilul de cauciuc de şocurile datorite corpurilor plutitoare şi gheţii se prevede o platbandă continuă care îl acoperă. Astfel se realizează o primă etanşare grosieră, care împiedică pătrunderea nisipului şi mîlului.

Pentru etanşarea laterală a clapetelor se poate folosi tipul obişnuit cu tolă elastică, avînd fixat la margine un profil de cauciuc sau bronz. În cazul clapetei, acest sistem prezintă dezavantajul că poate fi deteriorat la trecerea gheţii peste stavilă. În general se foloseşte sistemul din figura 7-61. La acest sistem se prevede în interiorul corpului clapetei un profil de cauciuc, care depăşeşte extremitatea clapetei şi poate fi presat de paramentul pilei cu ajutorul unui resort elastic.

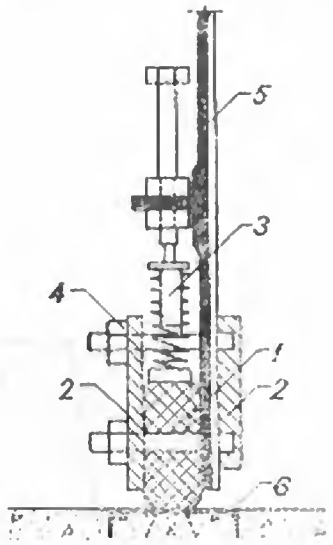


Fig. 7-61. Etanşare laterală la clapeta unei stavile cilindrice:

1 — bandă de cauciuc masiv; *2* — tole de cupru; *3* — dispozitiv pe presare; *4* — buloane; *5* — clapetă; *6* — profil înglobat în beton.

46. Manevrarea stavilelor cilindrice

Avînd rezistenţă mare la torsiune, stavilele cilindrice se acţionează de la un singur capăt, forţa de ridicare transmiţîndu-se printr-un lanţ. La stavilele mari ($L > 20$ m) acţionarea se face de la ambele capete, deci nu apar momente de torsiune în lungul stavilei.

Corpul stavilei este prevăzut la extremităţi cu coroane dinţate, care angrenează cu cremalierele fixate în nişele pilelor. Alături de coroanele dinţate şi şi făcînd corp comun cu acestea există profile metalice care servesc la rostogolirea pe şinele de rulare de lîngă cremaliere (fig. 7-62).

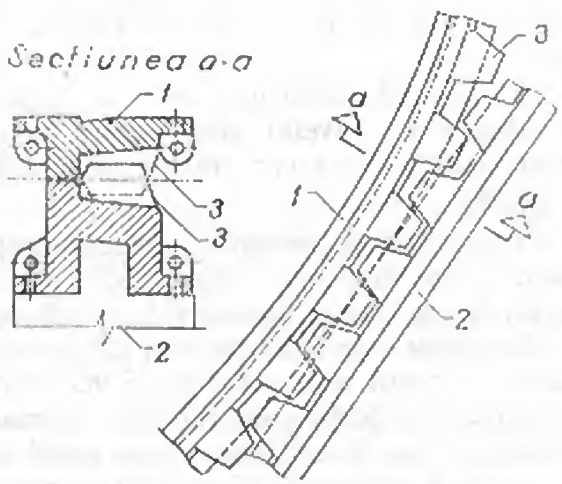


Fig. 7-62. Coroană dinţată la o stavilă cilindrică:

1 — coroană dinţată; *2* — cremalieră; *3* — dinţi care angrenează.

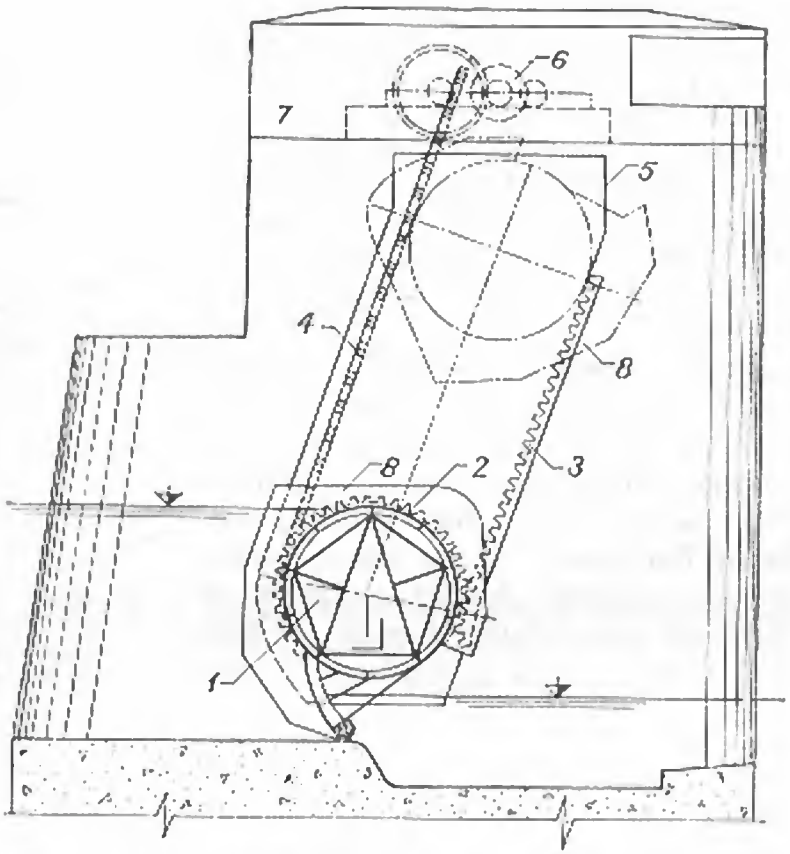


Fig. 7-63. Mecanismele de ridicare la o stavilă cilindrică:
1 — corp stavilă; *2* — coroană dințată; *3* — cremalieră; *4* — lanț de ridicare; *5* — nișă; *6* — troliu; *7* — casa troliului; *8* — perete metalic de protecție.

Rolul coroanelor dințate și al cremalierelor este de a forța rotirea stavilei și de a prelua componentele tangențiale ale reacțiunilor de reazem. Componentele normale ale reacțiunilor sînt preluate de șinele de rulare.

Unghiul de înclinare față de orizontală al cremalierelor este de circa 70°. La partea inferioară acest unghi este de obicei mai mare, pentru a se spori stabilitatea stavilei în poziție inferioară, evitîndu-se ridicarea ei datorită portanței (fig. 7-63).

Diametrul cilindrului este în general astfel dimensionat încît stavila să se ridice peste nivelul apei pentru o rotație de 120 ... 180°. Coroana dințată se prevede în acest caz numai pe un arc de cerc corespunzător acestui unghi la centru.

În poziția de retenție normală lanțul de ridicare de la capătul acționat al stavilei este înfășurat într-o adîncitură specială de pe conturul diafragmei de capăt. Acest lanț se desfășoară pe măsura ridicării stavilei. La capătul neacționat al cilindrului este fixat un lanț de siguranță al cărui rol este numai de a susține stavila în cazul unei desprinderi accidentale din dinții cremalierei. Acest lanț este desfășurat în poziția de retenție normală și se înfășoară pe cilindru în timpul ridicării. Cele două lanțuri au astfel sensuri diferite de înfășurare (fig. 7-64). Ca măsură suplimentară pentru asigurarea contra desprinderii coroanei dințate

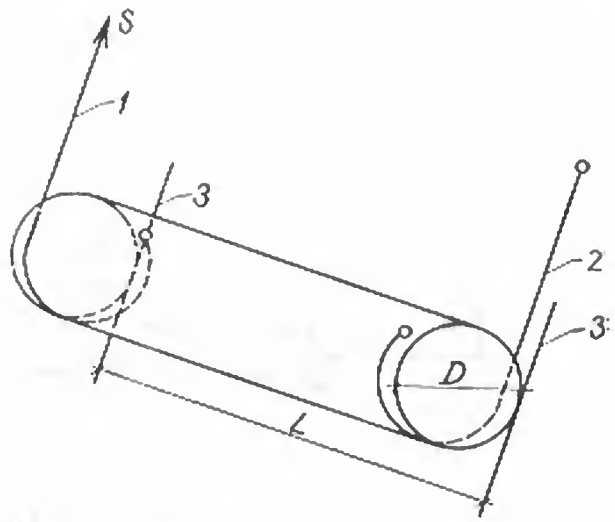


Fig. 7-64. Fixarea lanţurilor la extremităţile unei stavile cilindrice:
1 — lanţ de ridicare; *2* — lanţ de siguranţă; *3* — şine de rulare cu cremaliere.

a stavilei din cremalieră se mai prevede şi o şină de ghidaj pe paramentul amonte al nişei din pilă.

Mecanismele şi motorul de acţionare ale stavilei sînt situate pe pilă, fiind protejate printr-o construcţie specială. Motorul de acţionare este în general un motor electric. Se prevede de asemenea posibilitatea manevrării manuale, luîndu-se însă măsuri pentru a se asigura autoblocarea mecanismului pentru a se evita căderea stavilei. Viteza de ridicare este de obicei de 0,1 m/min în cazul acţionării cu motor electric.

§ 9. CALCULUL STAVILELOR CILINDRICE

47. Forţele care acţionează

Greutatea proprie se determină în fazele preliminare de proiectare cu ajutorul unor formule empirice. O formulă de calcul a fost recomandată de *Berezinski*:

$$G = 0{,}5A + 0{,}02A\sqrt{A} \quad \text{(t)}, \tag{46}$$

unde A este suprafaţa în proiecţie verticală a stavilei, în m^2.

D. Pavel recomandă relaţia:

$$G = 240\,(LH)^{1{,}25} \quad \text{(kg)}. \tag{47}$$

Forţa de presiune hidrostatică se determină după legile cunoscute din hidraulică. În mod obişnuit se lucrează cu componentele sale după orizontală şi după verticală.

Forţa de presiune hidrodinamică se determină, atît pentru cazul curgerii pe sub stavilă cît şi pentru cazul deversării peste stavilă, cu ajutorul teoriei curgerilor potenţiale.

În figura 7-65, *a* se arată variaţia presiunilor hidrodinamice pe conturul unei stavile cu prag inferior, determinată prin măsurători pe model, considerîndu-se că există şi un nivel de apă în aval. În figura 7-65, *b* se arată variaţia presiunilor

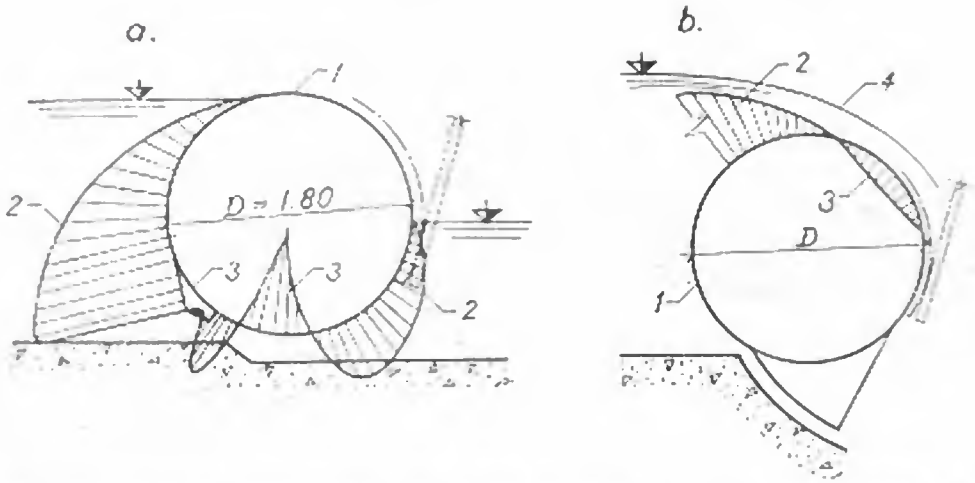


Fig. 7-65. Variația presiunilor hidrodinamice pe conturul unei stavile cilindrice:
a — în poziție puțin ridicată; *b* — în poziție coborîtă; *1* — corp stavilă; *2* — zonă de presiune; *3* — zonă de suctiune; *4* — lamă deversantă.

la partea superioară a unei stavile cilindrice coborîtoare în timpul deversării. Se prezintă lama deversantă și diagrama presiunilor hidrodinamice.

Forțele de frecare la o stavilă cilindrică apar sub următoarele forme:

— frecarea de alunecare la etanșările laterale;

— frecarea de rostogolire pe șina de rulare;

— frecarea de alunecare între dinții coroanei dințate și cei ai cremalierei.

De obicei aceste forțe nu se calculează direct ci se includ în coeficienții de siguranță.

43. Determinarea reacțiunilor

Procedeul cel mai simplu pentru determinarea reacțiunilor de reazem și a forței de ridicare este cel grafic (fig. 7-66).

Stavila cilindrică reazemă la cele două capete, fiind acționată de forța de tracțiune S de direcție cunoscută. Împingerea totală P a apei și greutatea proprie G dau rezultanta $R_a = \overline{ac}$, care este echilibrată de forța de tracțiune S și de reacțiunea A a celor două reazeme a stavilei. Pentru echilibru, direcția reacțiunii A trece prin punctul de intersecție al direcțiilor lui R_a și S. Cunoscînd direcțiile A și S se construiește poligonul forțelor.

Încărcarea exterioară este simetrică față de mijlocul stavilei, deci și rezultanta totală R_a se va distribui egal la cele două reazeme. La capătul neantrenat rezultanta forțelor exterioare este egală cu $\frac{R_a}{2}$. Pentru echilibru, în reazem apare o reacțiune identică cu $R_a/2$ și de sens contrar $A_n = \overline{ad}$. Această reacțiune se poate descompune într-o componentă tangențială T_n și o componentă normală N_n.

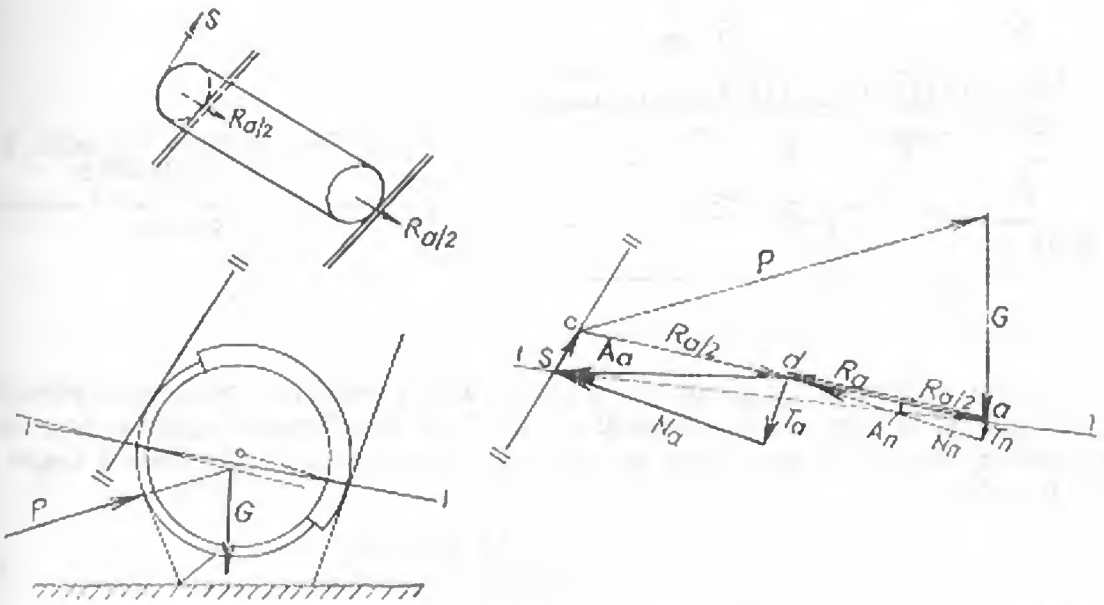


Fig. 7-66. Determinarea grafică a reacțiunilor la o stavilă cilindrică în poziția de începere a manevrei de ridicare.

La capătul antrenat, direcția reacțiunii rezultă din închiderea poligonului forțelor alcătuit din $R_a/2$ și S. Și în acest caz reacțiunea obținută se descompune într-o componentă tangențială T_a și una normală N_a.

49. Elemente de calcul

Tola se calculează ținînd seama de conlucrarea ei cu lonjeroanele la încovoierea generală a cilindrului, verificîndu-se apoi eforturile care apar prin încovoierea proprie pe deschiderea dintre lonjeroane și prin torsiunea datorită acționării de la un singur capăt. Se notează:

δ_t — grosimea tolei;

δ_l — grosimea echivalentă a lonjeroanelor;

$\delta_0 = \delta_t + \delta_l$ grosimea echivalentă totală a peretelui stavilei;

r_0 — raza exterioară a cilindrului ≈ raza pînă la fibra medie a peretelui.

Considerîndu-se corpul cilindric ca o grindă simplu rezemată la extremități de deschidere L, se determină variația momentelor încovoietoare. Notînd:

p — rezultanta sarcinilor care încarcă stavila pe 1 m;

I — momentul de inerție al secțiunii, momentul încovoietor într-o secțiune de abscisă x față de capăt (fig. 7-67) este:

$$M_x = \frac{pL}{2}\left(1 - \frac{x}{L}\right), \quad \text{iar} \quad \sigma_1 = \frac{Mr_0}{I}. \tag{48}$$

În secțiunea de la mijloc rezultă:

$$\sigma_{1\,max} = \frac{M_{max} r_0}{I} = \frac{pL^2 r_0}{8\pi\delta_0 r_0^3} = \frac{pL^2}{8\pi\delta_0 r_0^2} \leqslant \sigma'_{at}. \tag{49}$$

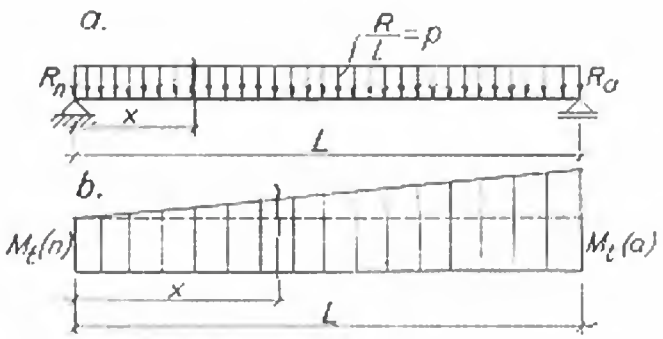


Fig. 7-67. Scheme de calcul la o stavilă cilindrică:
a — momentele încovoietoare; *b* — momentele de torsiune.

Efortul maxim $\sigma_{i\ max}$ se compară cu o valoare redusă a rezistenței admisibile σ'_{ad} pentru a se ține seama de faptul că în afară de eforturile datorite încovoierii generale a cilindrului, mai apar eforturi secundare datorite încovoierii locale.

Rezultă:

$$\delta_0 = \frac{pL^2}{8\pi r_0^2 \sigma'_{ad}}. \tag{50}$$

Grosimea echivalentă δ_i a lonjeroanelor se determină din egalitatea următoarelor momente de inerție polare:

— momentul de inerție polar al secțiunii reale a lonjeroanelor față de centrul *O* (fig. 7-68, *a*), care are expresia:

$$I_p = n w_i r_i^2, \tag{51}$$

unde: n — numărul lonjeroanelor pe contur;

w_i — secțiunea unui lonjeron;

r_i — raza pînă la centrul de greutate al lonjeroanelor.

— momentul de inerție polar al secțiunii echivalente a lonjeroanelor față de centrul *O*:

$$I_{pi} = 2\pi r'_i \delta_i r'^2_i, \tag{52}$$

unde r'_i este raza pînă la jumătatea grosimii echivalente a lonjeroanelor $r'_i \approx r_0$.

Egalînd cele două expresii se obține:

$$\delta_i = \frac{1}{2} \frac{n\omega_i r_i^2}{\pi r_0^3}. \tag{53}$$

Dacă se notează cu a distanța dintre lonjeroane, deci $n = \frac{2\pi r_0}{a}$, rezultă:

$$\delta_i = \frac{\omega_i r_i^2}{a r_0^3}. \tag{54}$$

Cunoscîndu-se grosimea echivalentă totală a peretelui δ_0, se determină prin diferență grosimea necesară a tolei:

$$\delta_t = \delta_0 - \delta_i = \frac{pL^2}{8\pi r_0^2 \sigma'_{ad}} - \frac{\omega_i r_i^2}{a r_0^3}. \tag{55}$$

La grosimea astfel calculată se adaugă 1 ... 2 mm pentru a ține seama de ruginire.

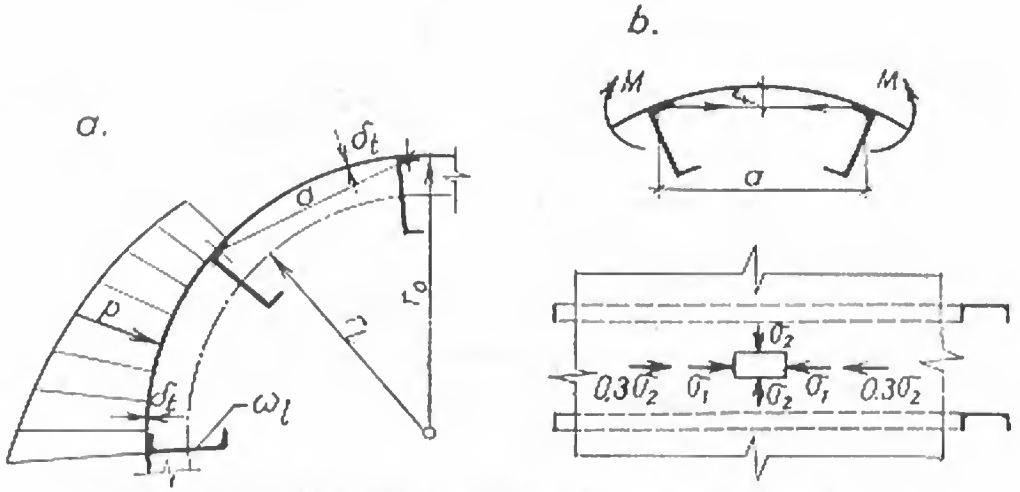


Fig. 7-68. Calcule de rezistență la o stavilă cilindrică:
a — schemă; *b* — calculul grosimea tolei.

La stavilele de dimensiuni importante, calculul grosimii tolei nu se face numai pentru momentul maxim din cîmp ci se ține seama de variația momentelor încovoietoare în lungul cilindrului, reducîndu-se în mod corespunzător grosimile de la mijloc spre extremități.

Tola mai este solicitată și de o încovoiere locală pe deschiderea dintre două lonjeroane (fig. 7-68, *b*). Pentru această solicitare se calculează efortul unitar σ_2 pe o direcție perpendiculară pe cea a efortului σ_1. Dacă raportul $f/a < 0{,}05$, tola se calculează ca o tolă plană; dacă raportul $f/a \geqslant 0{,}05$, se ține seama de curbura tolei, considerîndu-se în mod aproximativ ca fiind un arc parabolic încastrat în lonjeroane. Pentru verificarea eforturilor maxime se suprapun efectele:

$$\sigma = \sigma_1 + \mu\sigma_2, \tag{56}$$

unde $\mu = 0{,}3$ este coeficientul lui Poisson pentru oțel.

În cazul stavilelor cilindrice acționate de la un singur capăt se impune verificarea eforturilor de torsiune. Expresia efortului de torsiune este

$$\tau = \frac{M_t r_0}{I_p}, \tag{57}$$

unde M_t este momentul de torsiune.

Momentul de torsiune variază de-a lungul cilindrului. Valoarea sa minimă apare la capătul neantrenat al stavilei, iar cea maximă la capătul antrenat (fig. 7-67).

În ipoteza unei variații liniare a momentului de torsiune între cele două capete ale stavilei, pentru un punct de abscisă x, măsurată de la capătul neantrenat, momentul de torsiune are expresia:

$$M_{t(x)} = M_{t(n)} + [M_{t(a)} - M_{t(n)}]\frac{x}{l}, \tag{58}$$

unde:

$$M_{t(n)} = T_n r_0;$$

$$M_{t(a)} = (T_a + S) r_0. \tag{59}$$

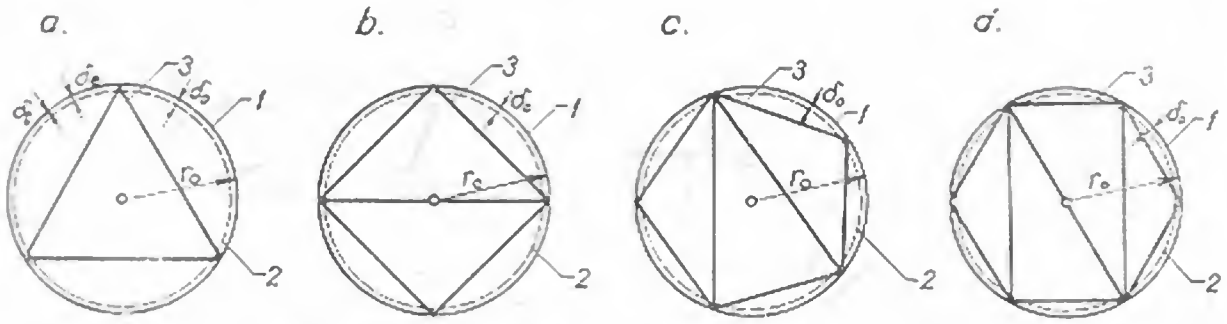


Fig. 7-69. Soluții de rigidizare cu cadre de formă:
a — triunghiulară; *b* — pătrată; *c* — pentagonală; *d* — hexagonală; *1* — tablă (δ_t); *2* — grosimea echivalentă a tablei și lonjeroanelor (δ_e); *3* — cadre de rigidizare.

Lonjeroanele se calculează la încovoiere generală împreună cu tola și la încovoiere locală, ca grinzi rezemate pe diafragmele de rigidizare. Pentru calculul la încovoiere locală se ia în considerare pe lîngă secțiunea profilului U a lonjeronului și o porțiune de tolă cu lungimea $4\delta_t$ de fiecare parte a lonjeronului.

Diafragmele se calculează la compresiune, sub efectul acțiunilor transmise de lonjeroane.

În figura 7-69 se prezintă soluții de rigidizare ale cilindrului stavilei. Soluțiile prezentate se aplică în special la stavile cilindrice mari, cu $r_0 \geqslant 3$ m. Cadrele metalice poligonale se introduc în interiorul cilindrului la distanțe de 2 ... 3 m.

50. Dimensionarea mecanismelor de manevră

Pentru dimensionarea lanțurilor de ridicare și a mecanismelor este necesar să se calculeze forța de ridicare, în ipoteza cea mai defavorabilă care apare în exploatare. Se determină de asemenea eforturile care acționează în șine și în dinții cremalierei.

În mod obișnuit forța maximă de ridicare se determină pentru forțele principale (greutatea proprie, presiunea hidrostatică și hidrodinamică), făcîndu-se și verificarea la forțele accidentale. Forța de ridicare se poate determina pe cale grafică — așa cum s-a arătat — sau pe cale analitică, din ecuația de echilibru a momentelor în raport cu axa care unește punctele de reazem (fig. 7-70).

Cu notațiile din figura 7-70, ecuația de echilibru static $M_\Delta = 0$ se scrie:

$$S2r_0 = R_a e \quad \text{de unde} \quad S = \frac{R_a e}{2r_0}. \tag{60}$$

Este necesar să se verifice ca, în orice poziție a stavilei, rezultanta R_a să dea moment de stabilitate $R_a e > 0$, altfel stavila are tendința de a se ridica singură. Așa cum se arată în figura 7-70, *b*, stavila devine mai stabilă $R_a e' > R_a e$ prin creșterea față de orizontală a unghiului de înclinare a cremalierei $\theta' > \theta$.

O verificare importantă la proiectarea stavilelor cilindrice este cea a stabilității în poziție complet ridicată, sub acțiunea vîntului din aval (fig. 7-71). Con-

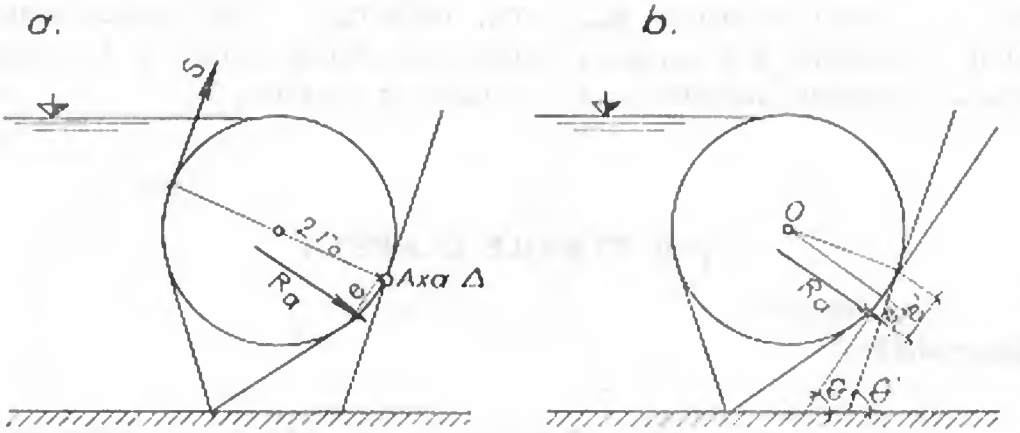


Fig. 7-70. Calculul forței de ridicare a stavilei cilindrice:
a — schemă; *b* — influența înclinării căii de rulare.

diția de îndeplinit pentru ca stavila să nu se ridice de pe calea de rulare se scrie sub forma:

$$G \cos 0 > H_v \sin 0, \tag{61}$$

unde H_v este rezultanta presiunii vîntului asupra stavilei.

Se verifică de asemenea pentru această solicitare forța de întindere din lanțul de ridicare, care rezultă din ecuația:

$$S2r_0 = Gr_0 \sin 0 + H_v h;$$

$$S = \frac{G \sin 0}{2} + \frac{H_v h}{2r_0}. \tag{62}$$

Pentru diferite poziții în timpul ridicării se verifică și eforturile în dinții cremalierei și în șina de rulare. Reacțiunile de pe reazeme A_n și A_a se descompun în componentele normale N_n și N_a, care sînt preluate de șine și componentele tangențiale T_n și T_a, care sînt preluate de dinții cremalierei și ai coroanei dințate.

Presiunea maximă pe șină se determină cu formula lui *Herz*:

$$p = 0{,}148 \sqrt[3]{\frac{NE}{br}}, \tag{63}$$

unde N — componenta normală maximă a reacțiunii;
E — modulul de elasticitate al oțelului;
b — lățimea capului șinei de rulare;
r — raza bandajului de rulare al stavilei.

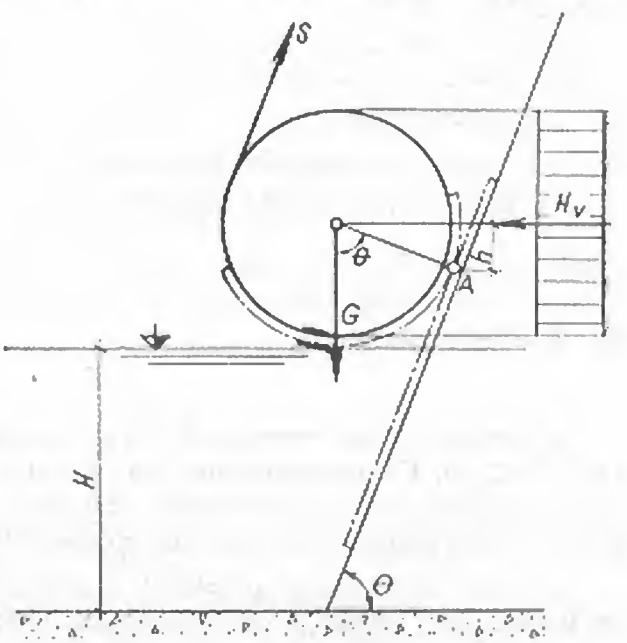


Fig. 7-71. Acțiunea vîntului asupra stavilei cilindrice în poziție ridicată.

Se verifică condiția de strivire $p_{max} < \sigma_0$, unde $\sigma_0 = 5\,000$ kg/cm^2 pentru oțel.

Dinții cremalierei și ai coroanei dințate a stavilei se verifică la încovoiere sub acțiunea componentei tangențiale a reacțiunii de reazem.

§ 10. STAVILE CLAPETĂ

51. Generalități

O stavilă clapetă este constituită dintr-un panou articulat la partea inferioară, care se rotește într-un plan vertical. Stavilele clapetă s-au aplicat la început în combinație cu alte stavile (plane, cilindrice), apoi s-au folosit și ca stavile independente. Ideea care stă la baza realizării acestui tip de stavilă este de a permite reglarea nivelului apei din amonte și evacuarea ușoară a corpurilor plutitoare și a ghețurilor, fără pierderi mari de apă. Se adoptă de asemenea la deschideri foarte mari, datorită proprietății de a transmite în orice poziție o parte din sarcini la radier.

Stavilele clapetă au fost folosite pînă la deschideri de 40 m, dar ele sînt indicate pentru suprafețe ale cîmpurilor deversoare mai mici ($LH < 100$ m^2). S-au executat clapete pînă la înălțimi de 6,50 m, dar ele devin neeconomice pentru înălțimi de retenție mai mari de 4,00 m.

La noi în țară s-au utilizat stavile clapetă la mai multe stăvilare și anume la: *Belci* $4 \times 11{,}00 \times 2{,}50$, *Luduș* $2 \times 9{,}00 \times 3{,}00$, *Ogrezeni* $6 \times 13{,}00 \times 2{,}00$, *Pîngărați*, *Vaduri*, *Piatra Neamț* $3 \times 11{,}50 \times 1{,}60$ la fiecare stăvilar, *Roznov* $1 \times 20{,}00 \times 4{,}20$.

După felul în care sînt transmise încărcările exterioare prin corpul stavilei, se deosebesc următoarele tipuri:

— clapete plane;

— clapete cu tub de rigidizare;

— clapete „burtă de pește".

52. Clapete plane

Clapetele plane reprezintă forma inițială și cea mai simplă a acestor stavile (fig. 7-72, *a*). Ele constau dintr-un panou al cărui schelet de rezistență este alcătuit dintr-o grindă superioară rigidă, rezemată la extremități pe două diafragme, care la rîndul său susține o serie de antretoaze articulate la partea inferioară în radier [11].

Pentru repartizarea presiunii hidrostatice la antretoaze se mai prevăd o serie de lonjeroane, rezemate pe antretoaze. Cele două diafragme de la capete sînt profilate după forma antretoazelor și au fixate la partea superioară tije sau lanțuri de ridicare.

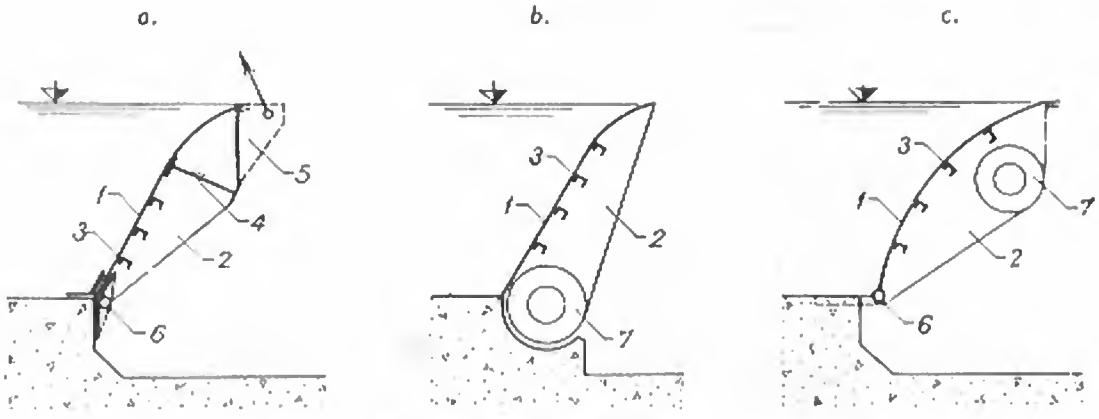


Fig. 7-72. Stavile clapetă:
a — plană; *b* — cu tub inferior; *c* — cu tub superior; *1* — manta; *2* — antretoaze; *3* — lonjeroane; *4* — grindă de rezistență; *5* — diafragmă de capăt; *6* — articulație; *7* — tub de rigidizare.

Acest mod de alcătuire este dezavantajos static, deoarece grinda superioară transmite încărcarea prin încovoiere și astfel nu este folosit avantajul static principal al acestui tip de stavilă de a transmite încărcările pe verticală și a elimina astfel aproape complet încovoierea longitudinală.

53. Clapete cu tub de rigidizare

Pentru a se micșora încovoierea longitudinală și a se adapta clapetele la deschideri cît mai mari, s-a trecut de la clapetele plane la cele cu tub de rigidizare inferior (fig. 7-72, *b*). În acest sistem, antretoazele pe care reazemă tola lucrează la încovoiere transversală, iar tubul inferior are rolul de a asigura rigidizarea la torsiune a clapetei. Încovoierea longitudinală a tubului este neînsemnată, deoarece acesta reazemă pe radier, printr-o serie de lagăre intermediare, devenind astfel posibilă acționarea de la un singur capăt.

Acest sistem prezintă însă dificultăți la realizarea etanșării inferioare, datorită diametrului relativ mare al tubului. Din această cauză a apărut o nouă formă de clapetă, cu tubul de rigidizare la partea superioară și la care etanșarea de fund se asigură în mod obișnuit, cu tolă elastică (fig. 7-72, *c*).

În acest sistem sarcinile se transmit la capete prin încovoierea și torsiunea tubului central, astfel că domeniul de aplicare al stavilei este limitat de diametrul care se adoptă pentru tub.

54. Clapete „burtă de pește"

O clapetă *burtă de pește* are forma lenticulară (fig. 7-73) și este alcătuită din asamblarea a două tole separate (amonte și aval), rigidizate prin diafragme, dispuse în dreptul lagărelor. În cazul clapetelor de dimensiuni mari se prevăd și lonjeroane, care reazemă pe diafragme și rigidizează tola din amonte. În diafragme se prevede un gol pentru vizitarea interiorului corpului stavilei.

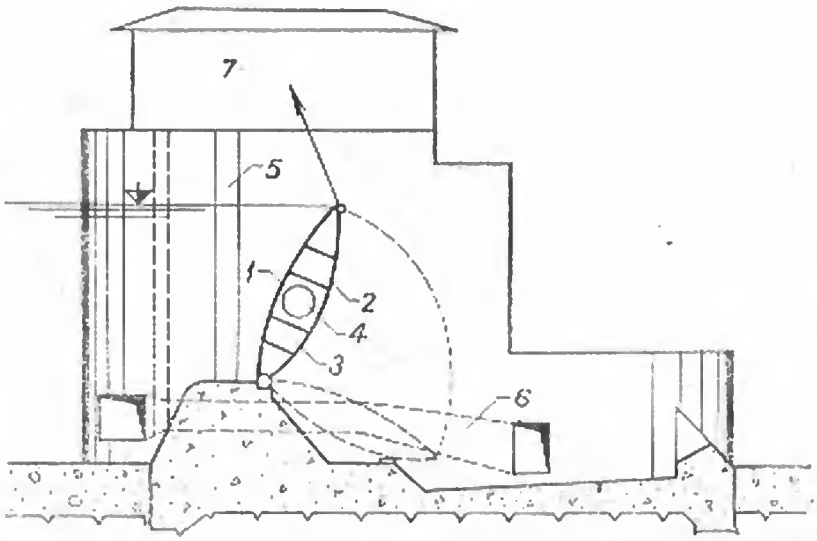


Fig. 7-73. Stăvilar cu clapetă burtă de pește:
1 — manta amonte; *2* — manta aval; *3* — diafragmă; *4* — gol de vizitare; *5* — nișă batardou; *6* — galerie de spălare; *7* — casa troliului.

Fața amonte a clapetei *burtă de pește* are o curbură mai mică decît fața aval. Curbura optimă din amonte se determină prin încercări de laborator. O curbură mai mare reduce presiunea apei în timpul deversării, dar o curbură mai mică asigură o stabilitate mai mare a lamei deversante, micșorînd pericolul apariției vibrațiilor. Curbura feței aval se determină numai din considerente statice. Forma sa obișnuită este după un arc de cerc.

La partea inferioară a corpului clapetei se prevăd orificii, prin care apa pătrunde cînd clapeta este în poziție culcată, mărind greutatea clapetei și deci stabilitatea ei la efectul portanței.

La deschideri mari, stavilele se execută uneori din două clapete separate, pe aceeași deschidere. Avantajul sistemului constă în micșorarea forței de ridicare, menținîndu-se acționarea de la un singur capăt. Diafragmele de capăt de la mijlocul deschiderii se prevăd cu dispozitive de etanșare, pentru a asigura retenția chiar în poziții decalate ale clapetelor.

55. Probleme specifice

O problemă importantă pentru toate tipurile de clapetă este aceea a lagărelor de rezemare și a etanșării inferioare.

Rezemarea se face pe lagăre cilindrice (fig. 7-74, *a*) sau lagăre-cuțit (fig. 7-74, *b*). Articulațiile din punctele de reazem se realizează în general prin șarniere (fig. 7-75).

Etanșarea de fund se realizează în două moduri: cu tolă elastică, fixată de radier prin intermediul unui profil metalic ancorat în beton sau cu benzi continue de cauciuc, fixate atît de corpul clapetei cît și de radier.

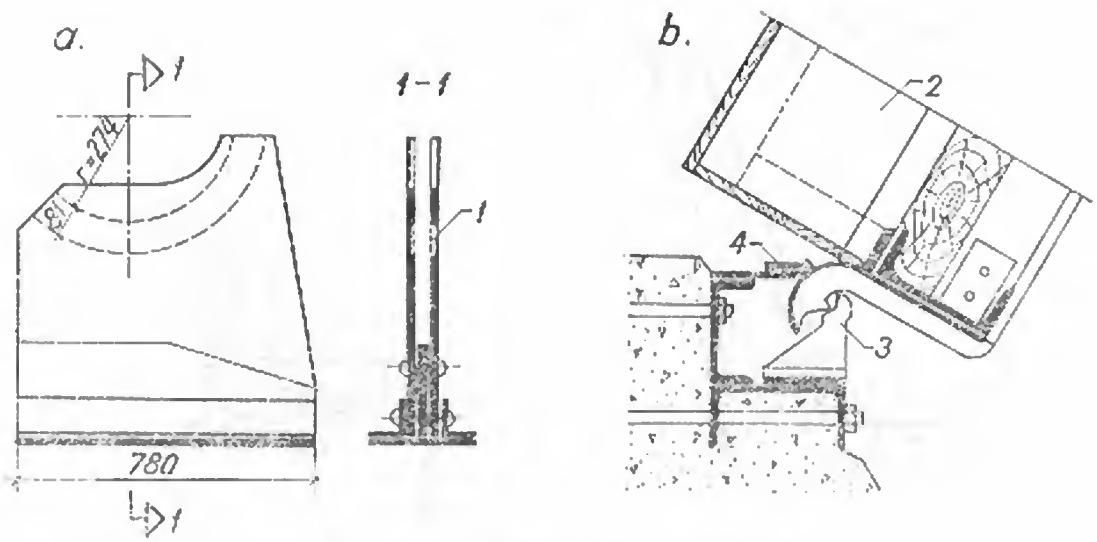


Fig. 7-74. Rezemarea stavilelor clapetă:
a — pe lagăre cilindrice; *b* — pe lagăre-cuțit; *1* — locaș pentru articulația clapetei; *2* — corp clapetă; *3* — lagăr-cuțit; *4* — etanșare.

La etanșările cu tolă elastică, extremitatea liberă a acesteia este prevăzută cu un profil de bronz sau de piele pe care apa îl presează pe corpul clapetei (fig. 7-76). Etanșarea de acest tip are dezavantajul că este sensibilă la îngheț. În timpul iernii apa infiltrată sub tolă îngheață, blocînd dispozitivul. Dacă într-o asemenea situație clapeta este pusă în mișcare, etanșarea se poate distruge [1].

La etanșările cu benzi continue de cauciuc, benzile se fixează cu buloane de bronz inoxidabil de corpul clapetei și de un profil metalic ancorat în radier (fig. 7-77). Acest sistem se folosește în special la clapetele *burtă de pește*.

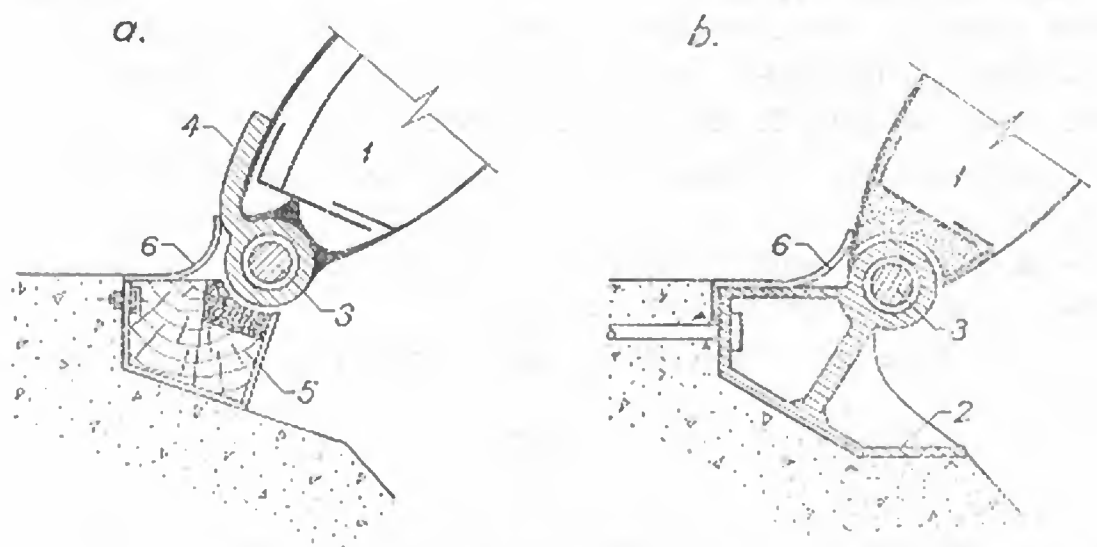


Fig. 7-75. Articulații cu șarnieră:
a — șarnieră fixată de corpul stavilei; *b* — șarnieră fixată de lagăr; *1* — corp clapetă; *2* — șarnieră solidară cu lagărul; *3* — axul clapetei; *4* — șarnieră solidară cu clapeta; *5* — grindă de rezemare *6* — etanșare.

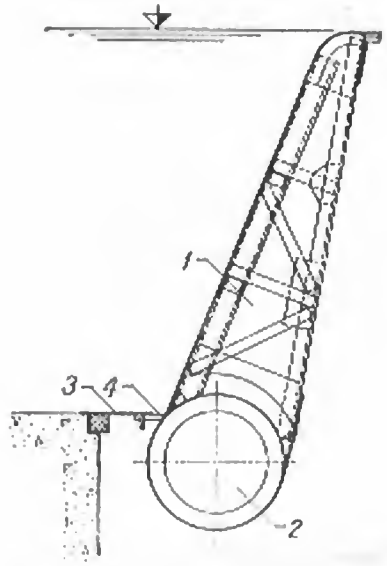


Fig. 7-76. Etanșare de fund cu tolă elastică:
1 — corp clapetă; *2* — tub de rigidizare; *3* — tolă elastică; *4* — profil de bronz sau piele.

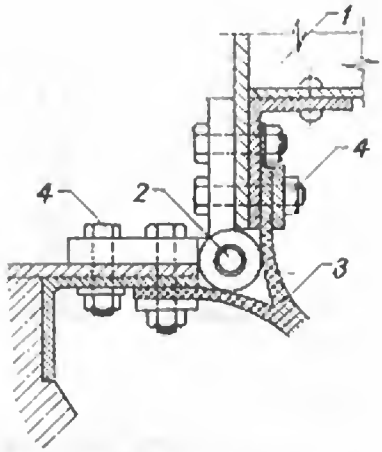


Fig. 7-77. Etanșare de fund cu benzi continue de cauciuc:
1 — corp clapetă; *2* — articulație; *3* — bandă continuă de cauciuc; *4* — buloane de prindere din bronz.

Etanșarea laterală a clapetelor nu se deosebește de cea a celorlalte tipuri de stavile și se realizează în general cu o tolă elastică, la a cărei extremitate se fixează o șipcă de lemn (v. fig. 7-9, *b*).

O altă problemă a stavilelor clapetă este creată de pericolul apariției vibrațiilor în timpul deversării. Dacă nu se iau măsuri, vibrațiile proprii ale corpului clapetei pot intra în rezonanță cu cele ale lamei deversante, producînd suprasolicitări dinamice periculoase. Măsurile care se iau în acest scop sînt următoarele:

— asigurarea unui debit suficient de aer prin conductele de aerisire din pile, pentru aerarea spațiului de sub lama deversantă;

— prevederea unor profile speciale la creasta clapetei, care au rolul de a fragmenta lama deversantă și a permite astfel aerarea spațiului de sub ea;

— alegerea unei astfel de forme a feței amonte a clapetei încît să nu apară dezlipiri ale lamei de apă și efecte de sucțiune.

Conductele de aerisire din pile se dimensionează cu formula lui *Dubs*:

$$S \geqslant \frac{LH}{200}, \tag{64}$$

unde S — secțiunea conductelor aferente unei deschideri a stăvilarului;

L — lungimea deschiderii;

H — înălțimea de cădere a lamei.

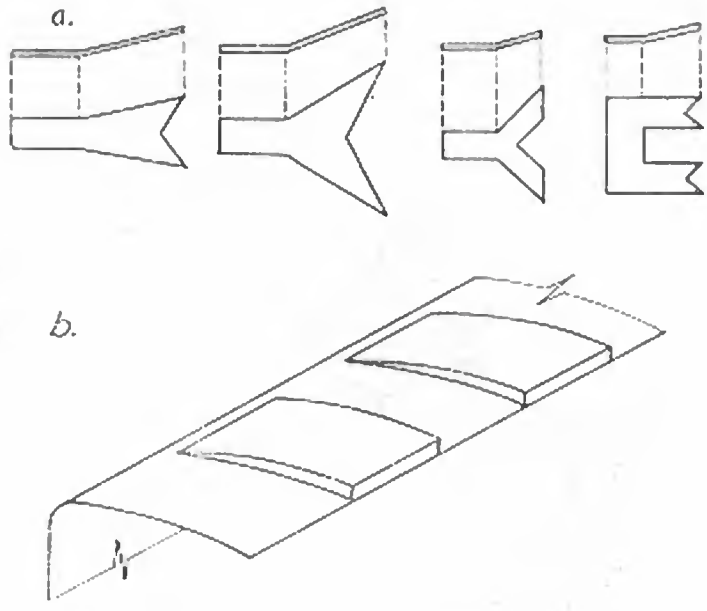


Fig. 7-78. Profile pentru fragmentarea lamei deversante:
a — diferite tipuri; *b* — aşezarea profilelor pe creasta clapetei.

Fragmentarea lamei deversante se realizează cu diferite tipuri de profile (fig. 7-78) prevăzute la distanţe de 3 ... 4 m pe creasta clapetei. Eficienţa lor se verifică în prealabil prin încercări de laborator.

O altă problemă a stavilelor clapetă constă în asigurarea posibilităţii de coborîre a stavilei în orice situaţie de exploatare. În timp, pe radierul aval al stăvilarului se acumulează aluviuni, care împiedică coborîrea completă a clapetei şi micşorează astfel capacitatea de evacuare. Pentru evitarea acestui pericol se studiază în laborator forma optimă a radierului şi se prevăd dispozitive de spălare.

Spălarea aluviunilor se face sau prin radier sau prin corpul clapetei. În cazul spălării prin radier, se înglobează în acesta o conductă longitudinală, prevăzută cu fante orizontale succesive. Poziţia fantelor se determină prin încercări de laborator (fig. 7-79). Intrarea apei în conducta longitudinală se asigură printr-o priză situată în corpul pilei, comandată de o vană care se manevrează de la partea superioară a pilei [2].

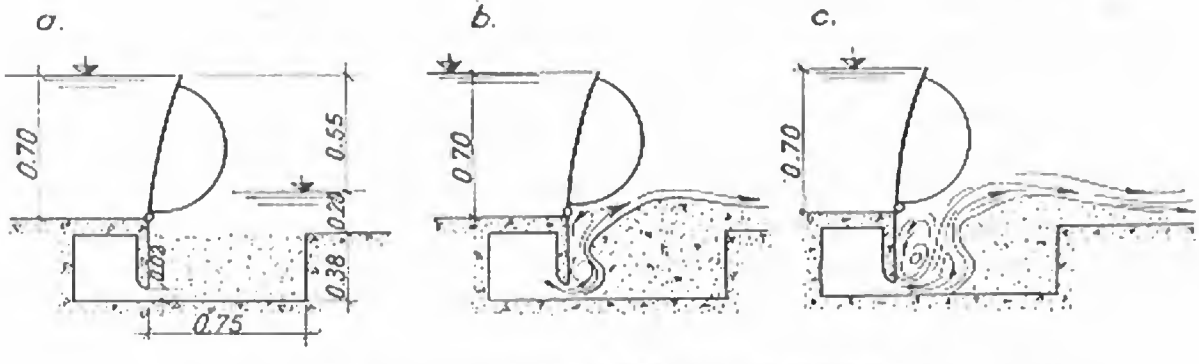


Fig. 7-79. Spălarea zonei din aval de clapetă:
a — faza premergătoare spălării; *b* — începutul spălării; *c* — antrenarea aluviunilor.

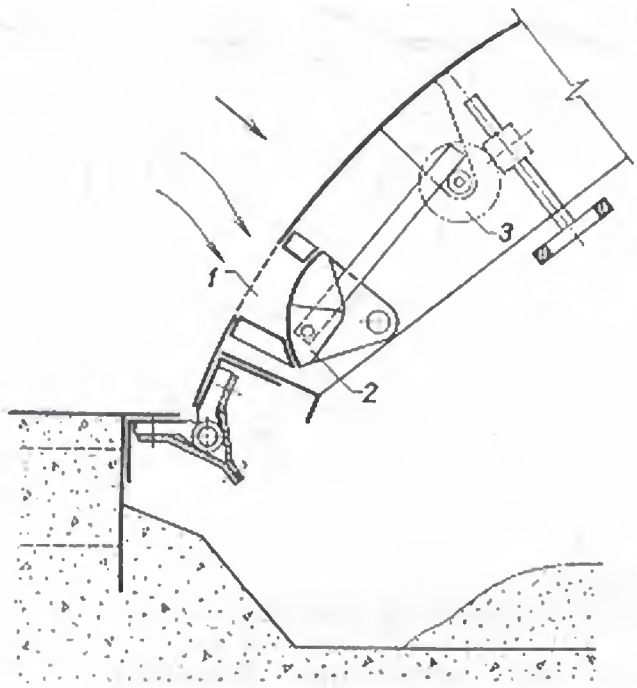


Fig. 7-80. Spălarea prin corpul stavilei:
1 — deschidere de spălare; *2* — vană; *3* — dispozitiv de manevră a vanei.

În cazul spălării prin corpul clapetei, se prevăd în acesta orificii dreptunghiulare, închise prin niște vane în formă de segment de cerc (fig. 7-80). Comanda se face cu ajutorul unei manivele de acționare, situată la fața aval a clapetei.

§ 11. MANEVRAREA ȘI CALCULUL STAVILELOR CLAPETĂ

56. Clapete neechilibrate, acționate mecanic

La aceste clapete acționarea se face prin lanțuri Gall sau prin tije cu boițuri, de la un capăt sau de la ambele capete, deci în mod identic ca la alte tipuri de stavile (cilindrice, segment, plane). Datorită faptului că stavila este coborîtoare, înălțimea pilelor pe care se amplasează motoarele și mecanismele de ridicare poate fi mai redusă decît la alte tipuri de stavile.

Mecanismele sînt solicitate în mod direct de presiunea hidrostatică și nu indirect, prin forțele de frecare, ca la alte tipuri. Forțele transmise prin lanțuri sau tije trebuie să echilibreze momentul presiunii apei în raport cu axul de rotație al clapetei.

În general pentru acționarea clapetelor se folosesc tije rigide, acestea prezentînd avantajul că în caz de necesitate pot transmite forțe de compresiune pentru coborîrea forțată a clapetelor sau pentru menținerea lor în poziție culcată, cînd portanța depășește valoarea prevăzută.

Tijele se leagă de diafragma de capăt fie la partea superioară (fig. 7-81, *a*), fie printr-un braț de pîrghie la partea inferioară (fig. 7-81, *b*).

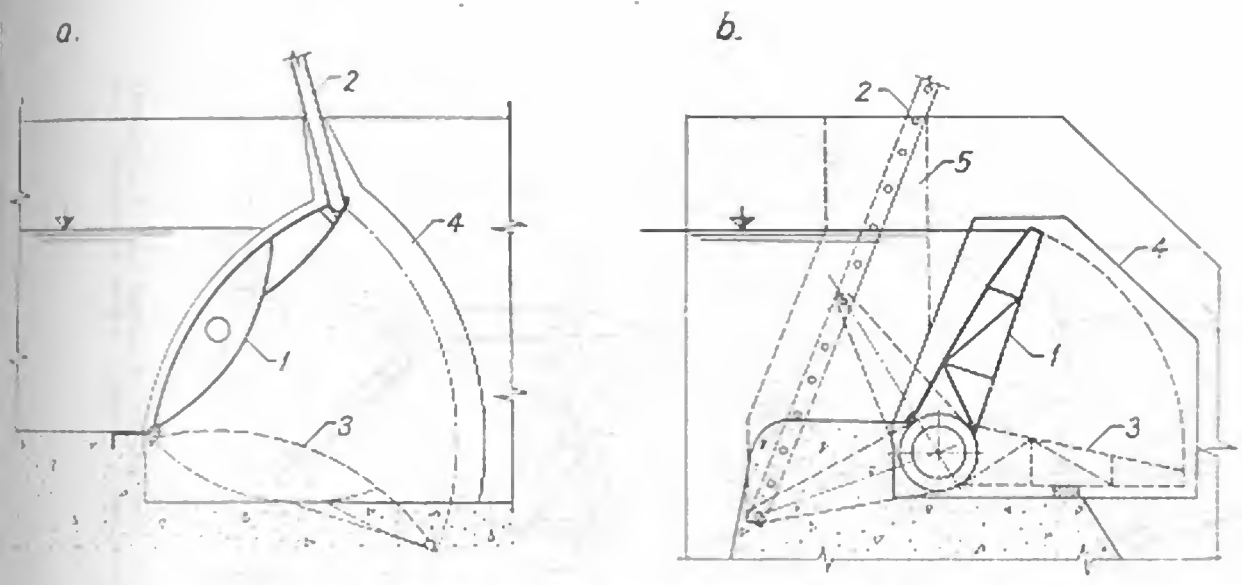


Fig. 7-81. Sisteme de legare a tijei de diafragma de capăt:
a — la partea superioară; *b* — la partea inferioară; *1* — clapetă; *2* — tijă; *3* — poziția coborîtă a clapetei; *4* — nișă; *5* — puț pentru manevrarea tijei.

57. Clapete echilibrate prin contragreutăți

La acest tip de clapete, momentul dat de greutatea proprie și de presiunea apei este echilibrat de momentul dat de o contragreutate situată la partea superioară a clapetei (fig. 7-82, *a*), la partea inferioară (fig. 7-82, *c*) sau cu servomotor hidraulic (fig. 7-82, *b*). La creșteri ale nivelului apei, forța de presiune a apei crește și clapeta coboară automat într-o nouă poziție de echilibru.

Clapetele echilibrate cu contragreutăți se folosesc în general la deschideri mici sau mijlocii și numai pe deversoare.

Deficiența principală a sistemului de echilibrare prin contragreutăți constă în necesitatea de a cunoaște foarte bine toate solicitările exterioare, inclusiv frecările în toate pozițiile pe care le poate avea clapeta, pentru a se putea dimensiona contragreutatea. În mod practic, contragreutatea se execută cu un gol central care se umple cu lest la primele probe de exploatare.

58. Clapete echilibrate hidraulic

La aceste clapete axul orizontal de rotație este situat aproximativ la mijlocul stavilei (fig. 7-83) [4]. Partea inferioară a clapetei este amplasată într-o nișă special creată în radierul barajului (camera de presiune), separată de bieful amonte printr-o placă etanșă.

Prin ridicarea nivelului apei din amonte, presiunea pe fața superioară a clapetei crește, producînd coborîrea clapetei. Această rotire poate fi facilitată prin introdu-

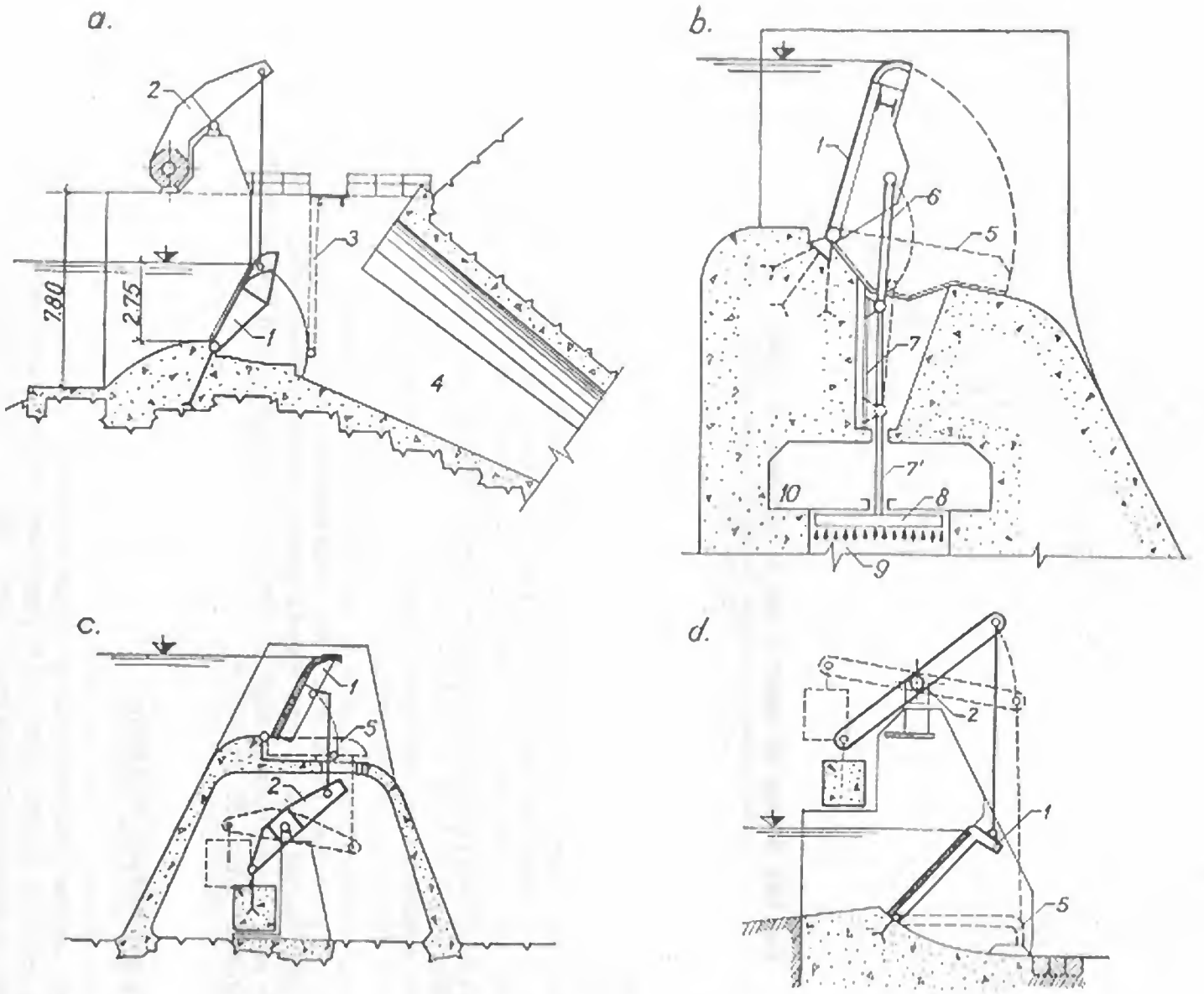


Fig. 7-82. Clapete echilibrate:

a, d — cu contragreutăți situate deasupra nivelului apei; *b* — cu servomotor hidraulic; *c* — cu contragreutăți sub nivelul apei: *1* — clapetă; *2* — dispozitiv cu contragreutate; *3* — conductă de aerisire; *4* — galerie de golire; *5* — clapeta coborîtă; *6* — bielă; *7* — șină de culisare; *7'* — tijă; *8* — piston; *9* — servomotor; *10* — cameră.

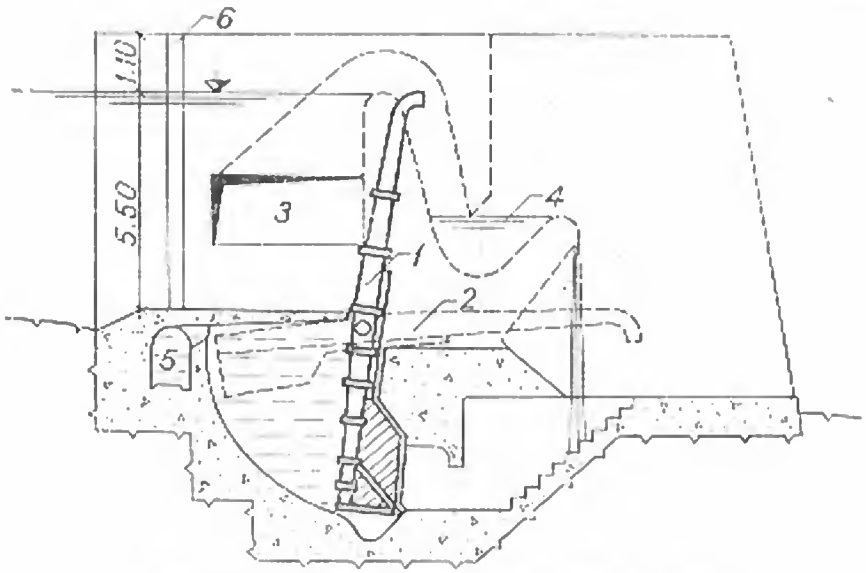


Fig. 7-83. Stavilă clapetă echilibrată hidraulic:
1 — clapeta ridicată; *2* — clapeta coborîtă; *3* — intrare în sifon; *4* — sifon; *5* — galerie de admisie; *6* — nișă batardou.

cerea apei în partea din aval a părții inferioare a clapetei (de exemplu cu ajutorul unui sifon amplasat în pilă).

După trecerea viiturii și scăderea nivelului amonte stavila se ridică automat în poziția închisă. Acest tip de stavilă se poate utiliza pentru deschideri de 7 ... 10 m și înălțimi pînă la 5 m, pe rîuri care transportă aluviuni în cantități mici și nu îngheață.

59. Clapete acționate hidromecanic

Acest sistem de acționare (fig. 7-84) se folosește la clapete moderne de mare deschidere și prezintă avantajul că nu mai sînt necesare nici un fel de construcții pe pile, eliminîndu-se și nișele din paramentul lor, care protejează tijele sau lanțurile de ridicare.

Pistonul pompei hidraulice acționează asupra unui braț fixat de un tub inferior al clapetei, toate piesele fiind montate în interiorul pilei (fig. 7-84, *a*).

Un alt mod de acționare hidraulică a clapetei se prezintă în figura 7-84, *b*, cu servomotorul amplasat într-o cavernă din deversor, aval de clapetă. Cilindrul servomotorului este închis etanș la ambele capete, iar în interiorul lui, sub acțiunea uleiului sub presiune, se deplasează pistonul cu tijă [12].

60. Calculul stavilelor clapetă

Forțele care se iau în considerare pentru calcul sînt identice cu cele de la celelalte tipuri de stavile: greutatea proprie, forța din presiunea hidrostatică, forța din presiunea hidrodinamică și în unele cazuri forțele de frecare.

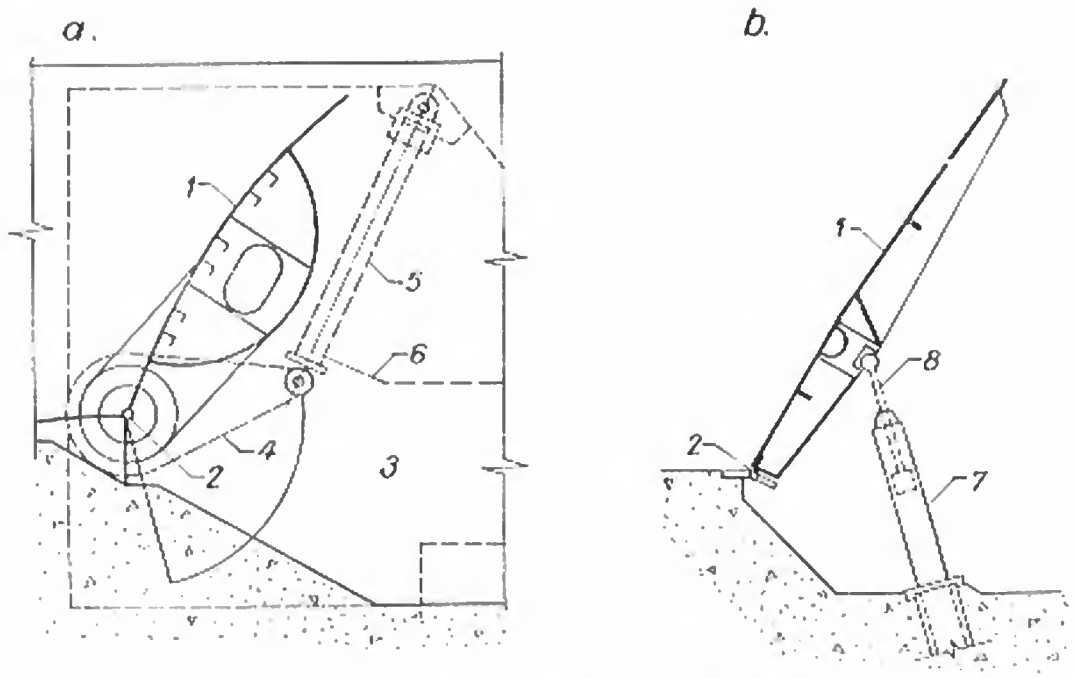


Fig. 7-84. Clapete acționate cu prese hidraulice:
a — cu servomotor așezat la pilă; *b* — cu servomotor așezat în deversor; *1* — clapetă; *2* — articulație; *3* — cameră servomotor în pilă; *4* — braț de acționare; *5* — presă; *6* — transmisie de la servomotor; *7* — cilindru servomotor; *8* — piston cu tijă.

Greutatea clapetelor variază în limite foarte mari, după tipul constructiv sau după modul de acționare. În literatură nu sînt date relații de calcul a greutății $G = f(L, H)$; unele date, funcție de tipul clapetei, se găsesc în prospectele fabricilor [5].

Pentru clapete echilibrate cu contragreutăți, *D. Pavel* a dedus pe cale statistică următoarea relație:

$$G = 84\,LH^2 + 0{,}168\,L^2H^3, \quad \text{(kg)} \tag{65}$$

unde G este greutatea clapetei și a mecanismelor, fără contragreutate.

Forța din presiunea hidrodinamică prezintă o importanță deosebită la stavilele clapetă, deoarece ea determină în mod direct forțele de acționare ale mecanismelor. Cunoașterea exactă a acestei solicitări este în special importantă în cazul clapetelor echilibrate prin contragreutăți. Determinarea acestei forțe se face în laborator, dar ea se poate calcula și cu ajutorul rețelei hidrodinamice de curgere (fig. 7-85).

Forța de frecare acționează numai asupra etanșărilor laterale și în lagăre. Valoarea ei nu se determină de obicei în mod direct, de ea ținîndu-se seama în coeficientul de siguranță.

Din punct de vedere static corpul unei clapete se calculează la torsiune și încovoiere. Clapetele tip *burtă de pește*, datorită alcătuirii omogene a secțiunii, prezintă o schemă de calcul static mult mai clară ca celelalte tipuri.

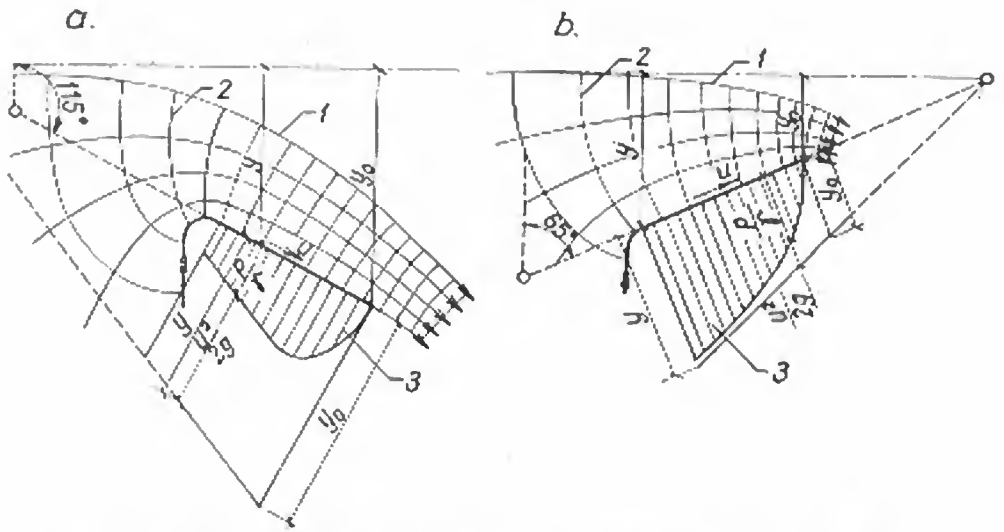


Fig. 7-85. Presiuni hidrodinamice ce acționează pe o clapetă:
a — pe peretele aval; *b* — pe peretele amonte; *1* — linii de curent; *2* — linii echipotențiale; *3* — diagramă de presiuni.

Corpul unei astfel de clapete acționate la o extremitate se consideră drept o membrană cilindrică subțire de grosime constantă, rezemată într-un număr de puncte de-a lungul generatoarei inferioare și prevăzută cu un reazem rigid la torsiune la unul din capete. Cu formula lui *Bredt* se calculează eforturile unitare de alunecare într-o membrană cilindrică supusă la un moment de torsiune:

$$\tau = \frac{M_t}{2F_0\delta}, \tag{66}$$

unde:

M_t — momentul de torsiune;

F_0 — suprafața limitată de fibra medie a peretelui;

δ — grosimea peretelui.

În realitate corpul clapetei nu este liber să se deformeze, deoarece generatoarea inferioară este împiedicată să se rotească, datorită punctelor fixe din articulații. Ca urmare apar în corpul clapetei eforturi suplimentare față de cele determinate prin formula lui *Bredt*, iar reacțiunile din lagăre sînt și ele diferite de cele ce ar rezulta dintr-o repartiție uniformă a încărcării.

În metoda de calcul, elaborată de *Cicin*, reacțiunile din articulații se consideră drept necunoscute static nedeterminate. Deoarece acestea nu sînt cunoscute nici ca mărime și nici ca direcție, numărul necunoscutelor este astfel $2x$, adică numărul articulațiilor. Fiecare reacțiune se consideră descompusă după două direcții, dintre care una este coarda comună a celor două arce, iar cealaltă este normala la ea (fig. 7-86). Pentru o secțiune care admite un ax de simetrie se constată că cele două direcții ale componentelor reacțiunilor coincid cu direcțiile axelor principale [10].

Pentru determinarea necunoscutelor static nedeterminate se consideră corpul cilindric rezemat numai la capete (formă de bază static determinată), înlăturîndu-se reazemele intermediare. Se determină deplasările punctelor intermediare de reazem,

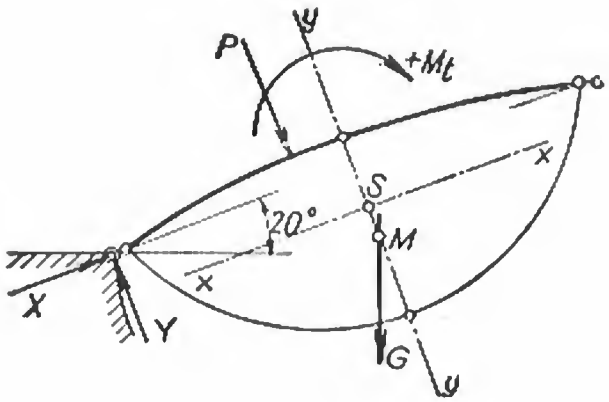


Fig. 7-86. Schema de încărcare a unei clapete, „burtă de pește".

pe direcția axelor principale, sub acțiunea încărcării exterioare (presiunea apei și greutatea proprie).

Pentru același mod de rezemare se determină deplasările în aceleași puncte, sub acțiunea forțelor necunoscute din articulații. Punîndu-se condiția ca suma deplasărilor astfel calculate să fie nulă în fiecare din punctele de reazem, se obțin atîtea ecuații cîte necunoscute s-au considerat. În articulația (i), rezultă:

$$\begin{aligned} \delta_{ix} &= \delta^{i}_{Ox} + \delta^{i}_{Xx} + \delta^{i}_{Yx} = 0 \\ \delta_{iy} &= \delta^{i}_{Oy} + \delta^{i}_{Xy} + \delta^{i}_{Yy} = 0 \end{aligned} \tag{67}$$

unde s-a notat:

δ_{ix} — deplasarea totală pe direcția Ox a punctului de reazem (i);

δ_{iy} — deplasarea totală pe direcția Oy a punctului de reazem (i);

δ^{i}_{Ox} — deplasarea pe direcția Ox a punctului de reazem (i) sub acțiunea sarcinilor exterioare;

δ^{i}_{Oy} — deplasarea pe direcția Oy a punctului de reazem (i) sub acțiunea sarcinilor exterioare;

δ^{i}_{Xx} — deplasarea pe direcția Ox a punctului de reazem (i)sub acțiunea componentelor X ale reacțiunilor (componente pe direcția Ox);

δ^{i}_{Xy} — deplasarea pe direcția Oy a punctului de reazem (i) sub acțiunea componentelor X ale reacțiunilor (componente pe direcția Ox);

δ^{i}_{Yx} — deplasarea pe direcția Ox a punctului de reazem (i) sub acțiunea componentelor Y ale reacțiunilor (componente pe direcția Oy);

δ^{i}_{Yy} — deplasarea pe direcția Oy a punctului de reazem (i) sub acțiunea componentelor Y ale reacțiunilor (componente pe direcția Oy).

Prin rezolvarea sistemului de ecuații se determină reacțiunile din fiecare reazem intermediar și apoi se calculează momentele încovoietoare M_x și M_y, momentele de torsiune M_t și forțele tăietoare Q_x și Q_y. În figura 7-87 se arată modul de variație a acestor solicitări.

Diafragmele transversale ale clapetei se dimensionează la solicitările date de presiunile aferente ale apei și de reacțiunea din reazemul corespunzător. O atenție specială se dă diafragmei de capăt care mai este acționată în plus și de forța de

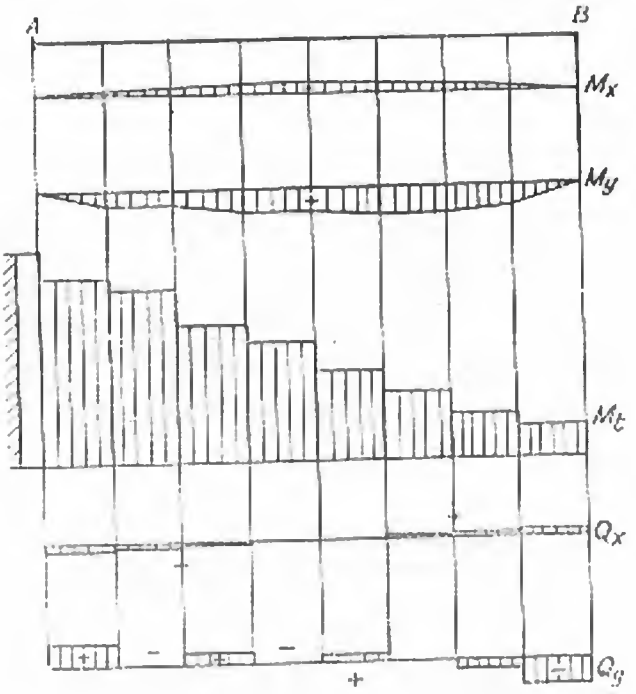


Fig. 7-87. Variația solicitărilor în lungul unei clapete acționate de la o extremitate.

ridicare, transmisă prin lanț sau tijă și care trebuie să preia eforturile de torsiune transmise de corpul clapetei. Această diafragmă se verifică la voalare.

În metoda de calcul elaborată de *Cicin* se admite ca valabilă ipoteză secțiunilor plane. Procedee mai exacte de calcul au fost elaborate aplicînd metodele și ipotezele din teoria elasticității [12.]

Se consideră suprafața clapetei ca o suprafață prismatică cutată (o suprafață spațială, formată din mai multe plăci plane dreptunghiulare cu pereți subțiri), care pentru încărcările normale pe ea se calculează ca o placă, iar pentru încărcările din același plan se calculează ca o membrană.

§ 12. STAVILE FERME HIDRAULICE

61. Generalități

Stavila denumită *fermă hidraulică* este alcătuită din două clapete articulate în radier, care în poziție ridicată formează un fel de acoperiș, iar în poziție coborîtă intră într-o adîncitură a radierului (fig. 7-88) [13]. Spațiul limitat între cele două clapete și adîncitura din radier formează camera de presiune, care comunică cu amontele și avalul prin galerii (conducte) situate în pile, comandate de vane, după un sistem asemănător ca la stavilele sector.

Stavila poate fi manevrată în orice poziție prin reglarea corespunzătoare a nivelului apei din camera de presiune. Acționarea hidraulică poate fi automatizată funcție de variația nivelurilor în bieful amonte și aval.

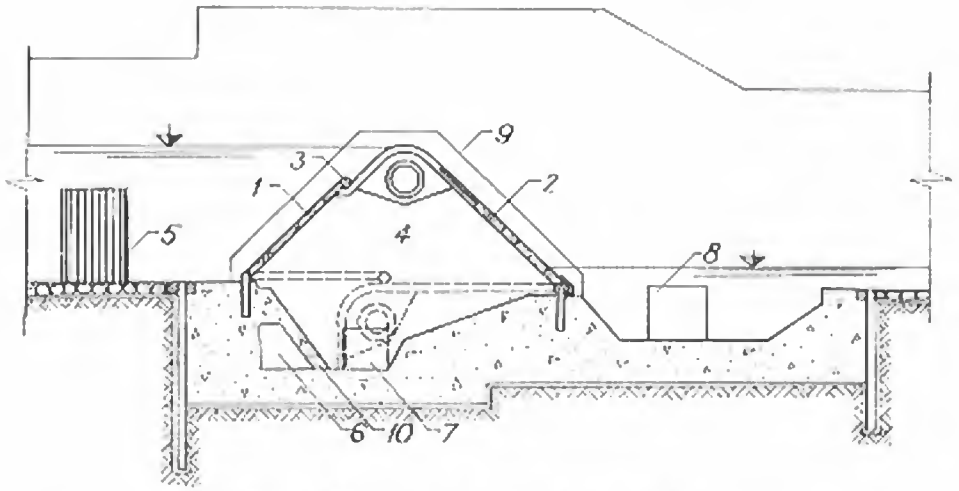


Fig. 7-88. Stavilă fermă hidraulică:
1 — clapetă amonte; *2* — clapetă aval; *3* — rolă; *4* — cameră de presiune; *5* — intrare în galeria de admisie; *6* — debușarea galeriei de admisie; *7* — intrare în galeria de evacuare; *8* — debușarea galeriei de evacuare; *9* — nișă; *10* — fante.

Acest tip de stavilă se folosește pentru deschideri pînă la 50 m și înălțimi de retenție pînă la 7 m. În ultimele decenii acest sistem s-a utilizat destul de rar. Se deosebesc două tipuri principale de astfel de stavile:

— ferme tip *capcană de urs* sau american (fig. 7-89, *a*);

— ferme tip *acoperiș* sau european (fig. 7-89, *b*).

62. Ferme tip „capcană de urs"

La acest tip unghiul dintre cele două clapete este de minimum 105°, obișnuit de 110°. Clapeta aval alunecă cu ajutorul unei role pe intradosul clapetei amonte. Distanța între articulațiile clapetelor este de (3,0 ... 3,5) *H*, unde *H* este înălțimea de retenție. Clapeta aval are în general o lungime de (1,9 ... 2,1) *H*, iar cea amonte de (1,5 ... 1,7) *H*. Adîncimea maximă a nișei din radier este de (0,4 ... 0,6) *H*.

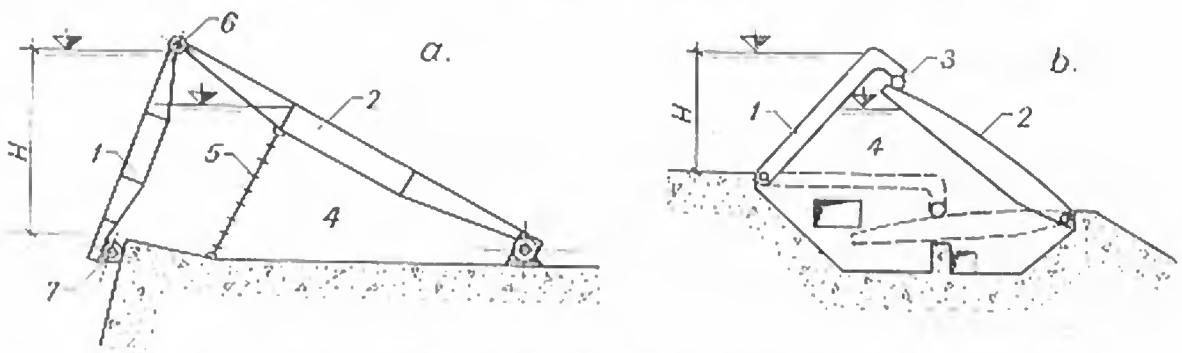


Fig. 7-89. Tipuri de stavile ferme hidraulice:
a — capcană de urs; *b* — acoperiș; *1* — clapetă amonte; *2* — clapetă aval; *3* — rolă; *4* — cameră de presiune; *5* — lanț opritor; *6* — articulație; *7* — rolă care se rostogolește pe paramentul amonte al stăvilarului.

La alte tipuri, ca cel din figura 7-89, *a*, cele două clapete sînt articulate, iar coborîrea stavilei se face prin rostogolirea unei role solidară cu clapeta amonte, pe paramentul amonte al stăvilarului.

63. Ferme tip „acoperiş"

La acest tip, datorită prelungirii clapetei amonte, unghiul dintre cele două clapete se micşorează pînă la 90°, reducîndu-se în mod corespunzător lungimea clapetelor şi distanţa dintre articulaţiile lor (2,3 *H*).

Fermele tip *acoperiş* prezintă de asemenea avantajul unei sensibilităţi hidraulice mai mari decît cele *capcană de urs*, ridicarea sau coborîrea lor putîndu-se face în 2 ... 10 min. Au dezavantajul că necesită o nişă mai adîncă în radier, care poate ajunge la (0,5 ... 1,0) *H*.

La primele tipuri de stavile *acoperiş*, clapeta amonte era prelungită cu un cioc perpendicular, prevăzut cu o rolă care aluneca pe extradosul clapetei aval (fig. 7-90). La tipurile mai recente ciocul apare la clapeta aval, iar rola se găseşte tot pe clapeta amonte, alunecînd pe extradosul clapetei aval (fig. 7-88). Acest tip realizează o formă hidrodinamică a suprafeţei de curgere mai bună în toate poziţiile stavilei.

Corpul clapetelor este format dintr-o serie de antretoaze, dispuse la distanţe de 1,80 ... 2,00 m, pe care reazemă tola de etanşare. Pentru rigidizare se prevăd şi o serie de grinzi secundare orizontale care reazemă pe antretoaze. La fermele *acoperiş* ciocul clapetei reprezintă un element favorabil de rigidizare. Extradosul clapetelor se căptuşeşte uneori cu dulapi de lemn pentru a se proteja tola de eroziunea provocată de aluviunile tîrîte. Această protecţie se justifică pe rîurile cu transport însemnat de aluviuni, la care coborîrea stavilei se face în mod frecvent.

Articulaţiile amonte şi aval sînt dispuse la cote diferite, articulaţia amonte fiind situată cu (0,1 ... 0,4) *H* mai sus decît articulaţia aval.

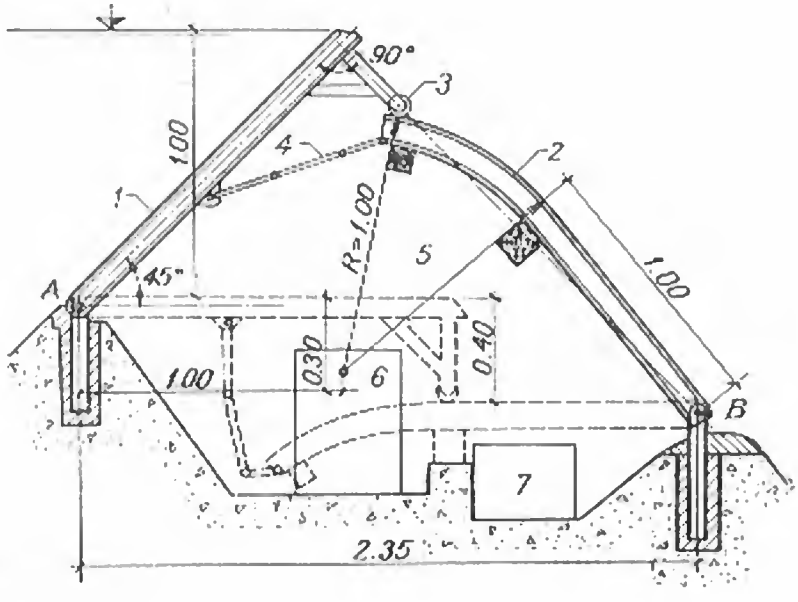


Fig. 7-90. Schema unei stavile ferme hidraulice de tip acoperiş:
1 — clapetă amonte; *2* — clapetă aval; *3* — rolă; *4* — lanţ limitator; *5* — cameră de presiune; *6* — galerie de admisie; *7* — galerie de evacuare.

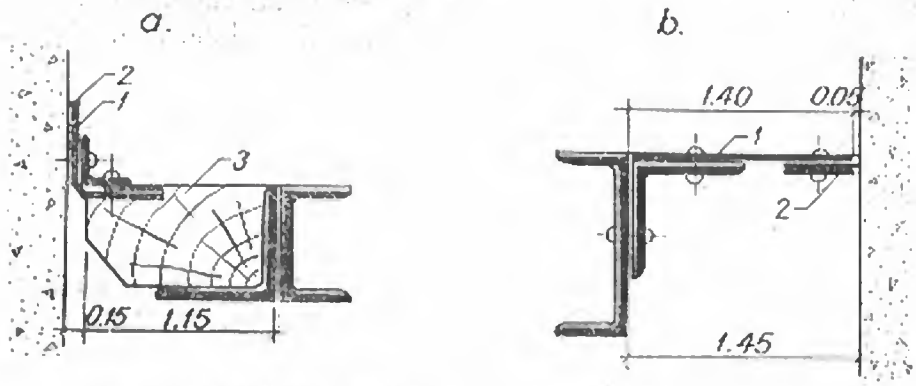


Fig. 7-91. Etanșări laterale la o stavilă fermă hidraulică:
a — la clapeta amonte; *b* — la clapeta aval; *1* — tolă elastică; *2* — bandă de piele sau cauciuc; *3* — grindă de lemn.

Fermele hidraulice se etanșează la părțile inferioare ale celor două clapete și lateral. Etanșările sînt de tipul celor de la stavilele clapetă. În figura 7-91 se prezintă un mod de realizare a etanșărilor laterale, cu piele sau cauciuc. Etanșarea laterală a clapetei amonte este mai pretențioasă, prevăzîndu-se și o grindă de lemn.

În unele cazuri se prevăd dispozitive de spălare a camerei de presiune, pentru a se evacua depunerile care se produc prin decantarea apei. În acest caz se folosește un sistem ca în figura 7-88 (galerie în radier cu fante de spălare).

64. Funcționarea fermelor hidraulice

În figura 7-92 se prezintă trei poziții de lucru ale unei ferme hidraulice.

În poziția ridicată a fermei (fig. 7-92, *a*), condiția de echilibru rezultă din anularea momentelor față de articulațiile celor două clapete. Se obține astfel un sistem de două ecuații, în care cele două necunoscute sînt reacțiunea N de la rola de contact și nivelul h_c al apei din camera de presiune (care determină forțele P_2 și P_3):

$$\begin{aligned} M_A = 0 \quad & P_1 a_1 - P_2 a_2 + G_1 b_1 - N n_1 = 0 \\ M_D = 0 \quad & P_3 a_3 - G_2 b_2 - N n_2 = 0. \end{aligned} \tag{68}$$

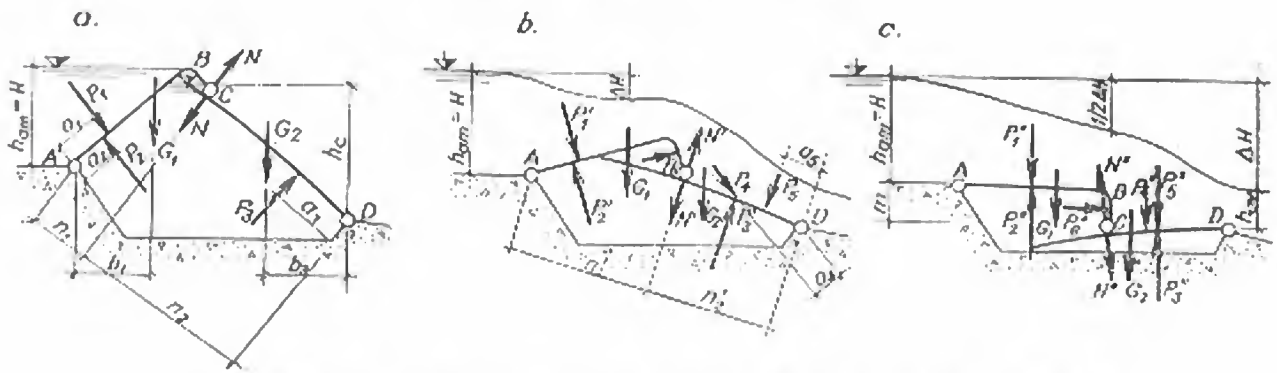


Fig. 7-92. Schema forțelor ce acționează pe o fermă hidraulică:
a — ridicată; *b* — în poziție intermediară; *c* — coborîtă.

Într-o poziție intermediară de coborire se modifică forțele P_1, P_2, P_3 inclusiv brațele lor de pirghie și apar în mod suplimentar următoarele forțe: P_4 — forța datorită șocului lamei deversante pe clapeta aval, P_5 — forța din împingerea hidrodinamică pe extradosul clapetei aval și P_6 — forța din împingerea hidrostatică pe ciocul clapetei amonte (fig. 7-92, *b*).

Scriind ecuațiile de echilibru în raport cu articulațiile celor două clapete rezultă, ca și în cazul precedent, înălțimea de apă necesară în camera de presiune și reacțiunea la rola de contact:

$$\begin{aligned} M_A = 0 \quad & P_1'a_1' - P_2'a_2' - P_6a_6 + G_1b_1' - N'n_1' = 0 \\ M_D = 0 \quad & P_3'a_3' - P_4a_4 - P_5a_5 - G_2b_2' - N'n_2 = 0 \end{aligned} \tag{69}$$

În poziția complet coborîtă a stavilei, forțele se modifică din nou. Cu notațiile din figura 7-92, *c*, se consideră în mod aproximativ:

$$\begin{aligned} P_1'' &= \gamma(h_{am} - 0{,}5\,\Delta h)\,\overline{AB} & P_2'' &= \gamma h_{am}\overline{AB} \\ P_3'' &= \gamma(h_{am} - m)\,\overline{CD} & P_4'' &= \gamma h_{av}\overline{CD} \\ P_5'' &= 0{,}5\gamma(2h_{am} + 2m - \overline{BC})\,\overline{BC} & P_6'' &= 0{,}5\gamma(h_{am} + h_{av} - \Delta h)\,\overline{BC} \end{aligned} \tag{70}$$

Rezultă sistemul de ecuații:

$$\begin{aligned} M_A = 0 \quad & P_1''a_1'' + G_1b_1'' - P_2''a_2'' - P_5''a_5'' + P_6''a_6'' - N''n_1'' = 0 \\ M_D = 0 \quad & P_3''a_3'' - P_4''a_4'' - G_2b_2'' - N''n_2'' = 0 \end{aligned} \tag{71}$$

Din ecuația a doua se determină N'' și apoi din prima se determină denivelarea Δh dintre amonte și aval, necesară pentru asigurarea echilibrului. Pentru ca stavila să se ridice este necesar ca denivelarea efectivă Δh să fie mai mare decît cea calculată. Dacă denivelarea reală nu este suficientă, se folosește aer comprimat sau se ridică stavila pe cale mecanică.

În cazul automatizării funcționării se prevede un sistem de manevrare a vanelor de la conductele din pile, în care comanda este dată de niște flotori prevăzuți în goluri speciale, puse în comunicație cu nivelele amonte și aval. În funcție de poziția flotorilor se modifică în mod automat nivelul apei în camera de presiune și se ridică sau se coboară ferma hidraulică.

§ 13. BATARDOURI

65. Generalități

Batardourile sînt necesare în perioada de exploatare pentru revizia, reparația sau înlocuirea stavilelor principale, precum și pentru revizia sau reparația radierului barajului și a elementelor înglobate în radier sau pile.

Pentru efectuarea acestor lucrări este necesară crearea unei incinte uscate, care se realizează prin intermediul cîte unui batardou plasat în amonte și în aval

de stavila principală. În situația cînd nivelul apei din aval este mai coborît decît radierul barajului, batardoul aval nu mai este necesar.

Alcătuirea batardoului variază în funcție de deschiderile stăvilarului, de înălțimea de retenție și de utilajele de montare prevăzute. Tipul de batardou ales are influențe asupra formei și dimensiunilor pilelor.

După modul de alcătuire batardourile pot fi: din grinzi, din ace, din elemente plutitoare.

66. Batardouri din grinzi

Acest tip de batardou este alcătuit dintr-o serie de elemente separate, în formă de grinzi, care se montează prin suprapunere în nișele prevăzute în paramentul pilelor și culeelor, pentru a forma un panou de înălțimea dorită. Pentru etanșarea spațiilor dintre elemente și dintre ele și pile se prevăd dispozitive simple, condițiile de etanșeitate fiind mai puțin severe în acest caz decît în cazul stavilelor principale.

Batardourile din grinzi de lemn sînt în principiu identice cu stavilele de lemn, cu deosebirea că grinzile nu sînt legate între ele. Se folosesc pentru deschideri și înălțimi de retenție pînă la 4 ... 5 m.

Pentru manevră, grinzile sînt prevăzute cu cîrlige (fig. 7-93). Manevra lor se face manual pentru dimensiuni mici, sau cu utilaje de ridicare la deschideri mai mari. În unele cazuri, grinzile de lemn se solidarizează cîte 2 ... 3 bucăți, reducîn-

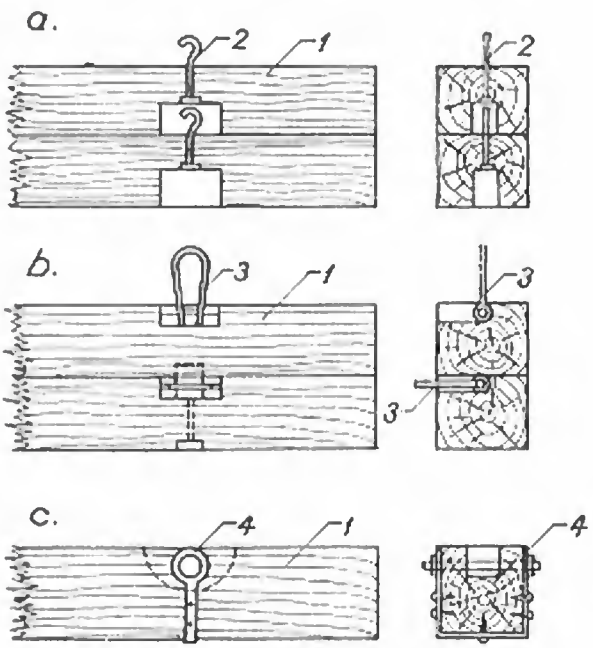


Fig. 7-93. Alcătuirea batardourilor din grinzi de lemn:

a — cu cîrlige fixe; *b* — cu cîrlige rabatabile; *c* — cu juguri metalice; *1* — grinzi de lemn; *2* — cîrlig fix; *3* — cîrlig rabatabil; *4* — jug metalic.

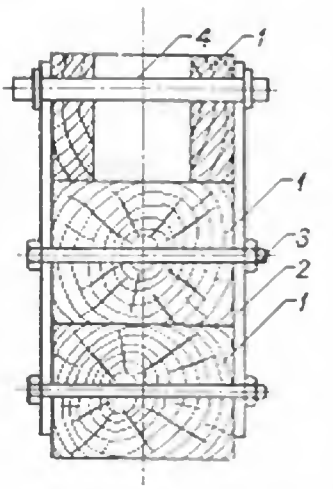


Fig. 7-94. Solidarizarea grinzilor de lemn pentru batardou:
1 — grinzi de lemn; *2* — platbande; *3* — buloane de strîngere; *4* — bulon pentru prinderea panoului.

du-se astfel numărul operațiilor de manevră (fig. 7-94). La stăvilare mici, batardoul se poate reduce la un panou.

Batardourile din grinzi metalice se folosesc pentru deschideri pînă la 20 ... 30 m și înălțimi de retenție pînă la 12 m. Sînt alcătuite din profile laminate I (fig. 7-95, *a*), grinzi compuse (fig. 7-95, *b*) sau grinzi casetate (fig. 7-95, *c*).

Deschiderile stăvilarului se pot fragmenta prin stîlpi metalici cu contra fișe. Stîlpii se prevăd cu nișe, situate în același plan cu nișele din pile. Pe această cale se pot folosi grinzi de batardou cu lungime mai redusă, egală cu distanța între stîlpii metalici.

Etanșarea dintre grinzile metalice se realizează prin grinzișoare de lemn (fig. 7-95, *a*, *b*) sau prin prelucrarea îngrijită a suprafețelor metalice (fig. 7-95, *c*). Etanșarea laterală se asigură prin păsuirea grinzilor în nișe, iar în unele cazuri prin prevederea unor țevi metalice fixate pe grinzile de batardou.

Batardourile din beton armat se folosesc la deschideri mari, în locul celor metalice (fig. 7-96).

Manevrarea grinzilor de batardou metalice sau de beton armat se face cu trolii, monoraiuri, macarale portal sau macarale cu braț, care se deplasează pe pasarele deasupra locului de montare (fig. 7-97). Prinderea grinzilor de batardou de către utilajul de ridicare nu se face în mod direct, ci prin intermediul unei grinzi de ridicare auxiliare, care se deplasează în nișe ca și elementele de batardou.

67. Batardouri din ace

Acest tip de batardou se folosește la stăvilare cu deschideri mari, unde grinzile de batardou devin neeconomice sau greu de manevrat. Prezintă avantajul de a transmite o parte din sarcina apei la radier, rezultînd astfel secțiuni mai reduse. Se folosesc de obicei atunci cînd există posibilități de acces cu o barcă, de pe care se manevrează acele.

Acele sînt elemente de lemn sau de metal, dispuse alăturat și rezemate la partea inferioară într-o nișă din radier, iar la partea superioară pe un element rigid. Elementul rigid poate fi pasarela stăvilarului sau o grindă montată special.

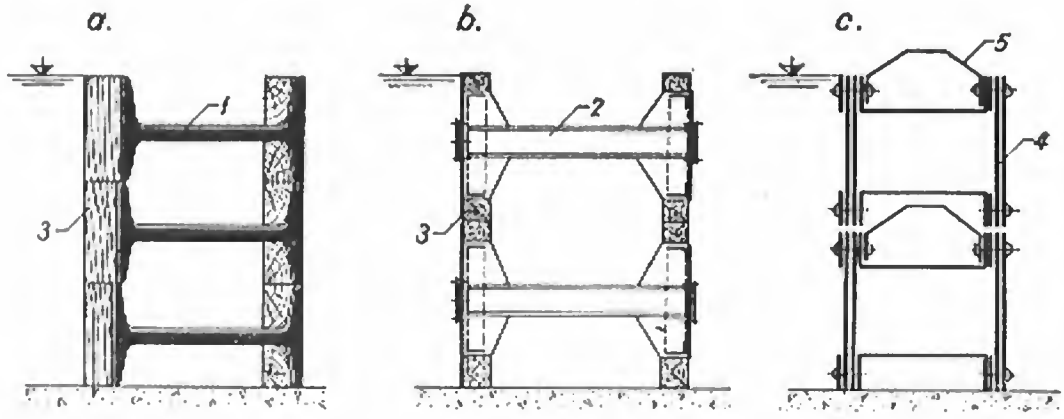


Fig. 7-95. Batardouri din grinzi metalice:
a — din profile metalice și grinzi de lemn; *b* — din grinzi metalice compuse și grinzi de lemn; *c* — din elemente metalice casetate; *1* — profile metalice; *2* — grinzi compuse; *3* — grinzi de lemn; *4* — element casetat; *5* — cîrlig.

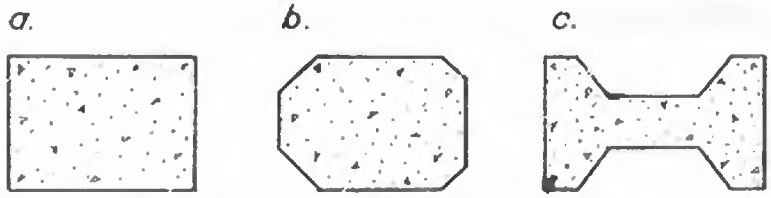


Fig. 7-96. Secțiuni pentru grinzi de batardou din beton armat:
a — dreptunghiulară; *b* — teșită; *c* — dublu T.

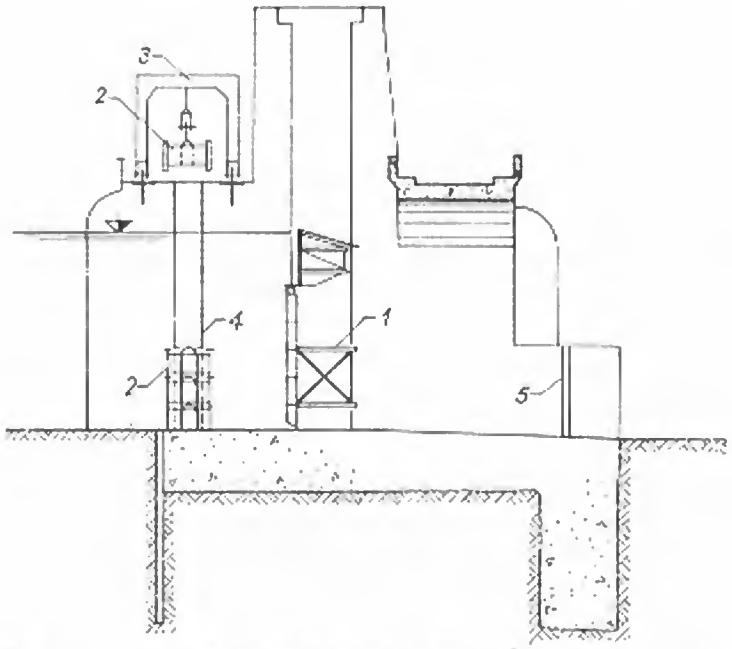


Fig. 7-97. Montarea elementelor de batardou cu o macara portal:
1 — stavilă de serviciu; *2* — elemente de batardou; *3* — macara portal; *4* — nișă batardou amonte; *5* — nișă batardou aval.

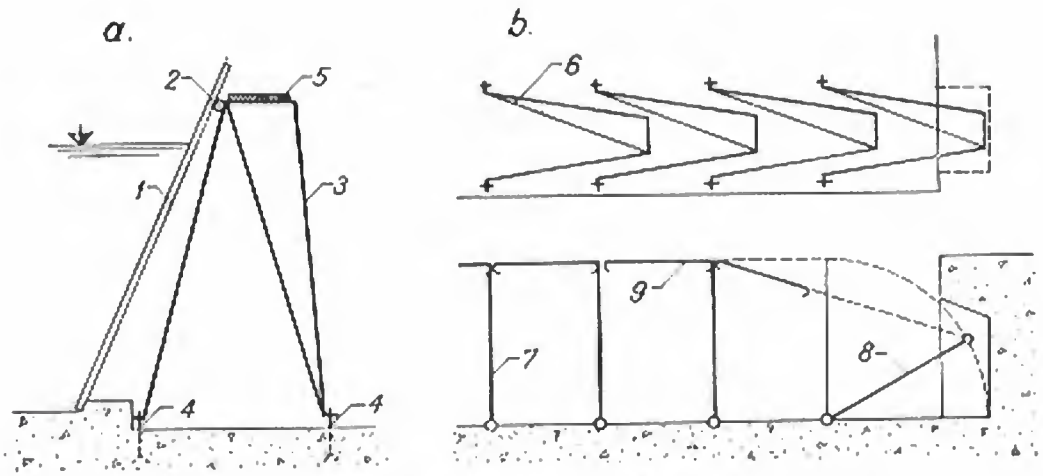


Fig. 7-98. Batardou cu ace:
a — secțiune tip; *b* — schema ridicării; *1* — ace; *2* — grindă tubulară; *3* — capre articulate în radier; *4* — articulații; *5* — pasarelă; *6* — capre culcate pe radier; *7* — capre în poziție ridicată; *8* — ridicarea unei capre; *9* — elemente de rigidizare longitudinală.

La stăvilarele de tip mai vechi, acele rezemau pe o grindă tubulară, fixată de niște capre articulate în radier și ridicate numai la nevoie (fig. 7-98, *a*). În mod obișnuit, caprele sînt culcate pe radier (fig. 7-98, *b*), iar atunci cînd se ridică, contravîntuirea lor longitudinală este asigurată de pasarela de circulație de la partea superioară, formată din elemente articulate de una din capre, care se prind cu un cîrlig de capra vecină.

Un tip de batardou derivat din sistemul cu ace este folosit la unele stăvilare de construcție mai recentă (fig. 7-99). Acest batardou este alcătuit din stîlpi metalici înclinați, contrafișe metalice, panouri de etanșare și o pasarelă de circulație [10].

Stîlpii și contrafișele se dispun la distanțe de 1,50 ... 1,75 m și se prind cu cîrlige în niște urechi lăsate în nișe special prevăzute în radier. Panourile de etanșare, alcătuite din tolă metalică rigidizată prin profile, se prind cu buloane de stîlpii metalici. Între panouri se lasă un spațiu de cîțiva cm, care se etanșează cu grin-

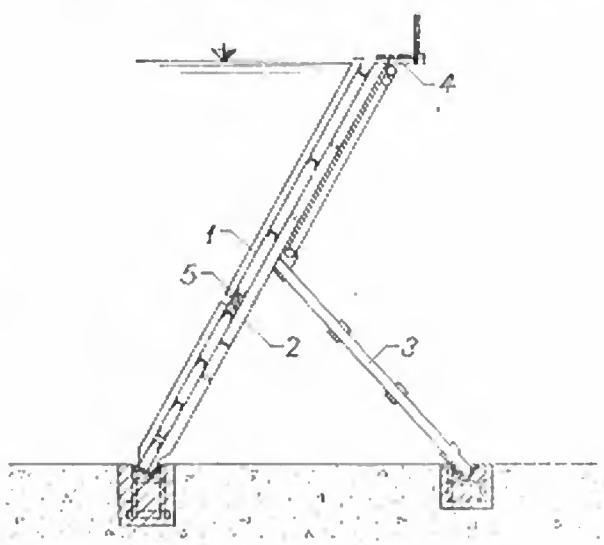


Fig. 7-99. Batardou din capre metalice:
1 — panouri metalice etanșe; *2* — stîlpi metalici; *3* — contrafișe; *4* — pasarelă; *5* — șipci de lemn pentru etanșare.

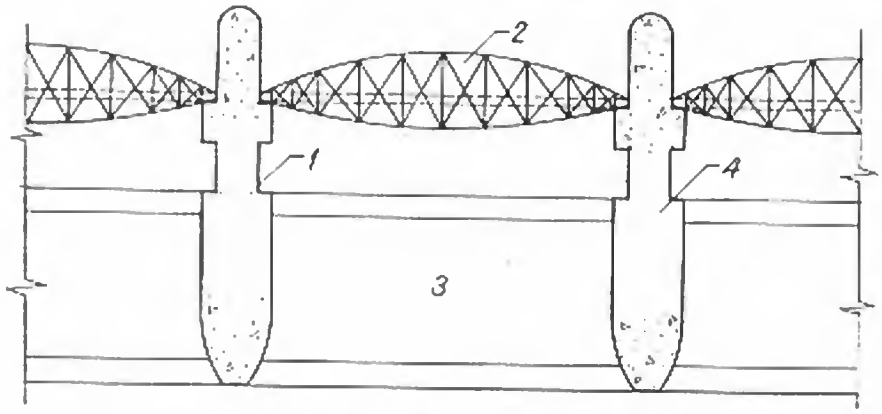


Fig. 7-100. Batardou din elemente plutitoare:
1 — nișă pentru stavila de serviciu; *2* — batardou plutitor; *3* — radier; *4* — pile.

zișoare de lemn bulonate. Montarea unui astfel de batardou la o deschidere de 30 m durează circa 24 ore.

Un dezavantaj al acestui sistem constă în posibilitatea ca urechile din radier să fie înfundate cu nisip. În acest caz este necesar să se folosească o prăjină cu cîrlig, pentru a elibera nișele și urechile și a putea prinde stîlpii și contrafișele.

68. Batardouri din elemente plutitoare

Acest tip de batardou se folosește la lucrări de deschideri importante, cînd apa în zona de lansare este relativ liniștită, permițînd scufundarea batardoului în poziția dorită. Batardoul, alcătuit din cutii etanșe, se aduce la locul de montare prin plutire, unde se scufundă de obicei prin umplere cu apă (fig. 7-100).

§ 14. ALCĂTUIREA PĂRȚII FIXE A STĂVILARELOR

69. Generalități

Partea fixă a unui stăvilar — realizată din beton, beton armat sau zidărie de piatră cu mortar de ciment — îndeplinește din punct de vedere funcțional mai multe roluri [14]:

— asigură, împreună cu elementele mobile, crearea înălțimii și a lungimii de retenție;

— asigură rezemarea stavilelor și amplasarea mecanismelor de manevră;

— etanșează barajul la partea inferioară și la maluri;

— asigură disiparea energiei apei deversate;

— asigură prin amenajări auxiliare, circulația peste stăvilar.

Alcătuirea constructivă a părții fixe depinde de caracteristicile amplasamentului respectiv: natura terenului de fundație, tipul de stavile, condițiile de evacuare a apelor mari, modul de disipare al energiei.

Din punctul de vedere al poziției descărcătorilor, stăvilarele se pot clasifica în trei grupe:

— stăvilare cu descărcători de suprafață;
— stăvilare cu descărcători de fund;
— stăvilare cu descărcători mieşti (de suprafață şi de fund).

Elementele constructive care alcătuiesc partea fixă a unui stăvilar sînt: radierul, pilele şi culeele.

70. Radierul stăvilarelor

Radierul etanşează partea inferioară a stăvilarului, atît prin corpul său cît şi prin elementele de etanşare amonte şi aval. În situația cînd terenul de fundație este rezistent şi impermeabil (teren stîncos), radierul se realizează dintr-o placă turnată pe stîncă (fig. 7-101, *a*). În situațiile cînd stratul impermeabil se găseşte sub cota de fundare apar elementele de etanşare ale terenului de fundație pînă la stratul impermeabil: pinteni de beton amonte şi aval în care radierul este încastrat (fig. 7-101, *b*)

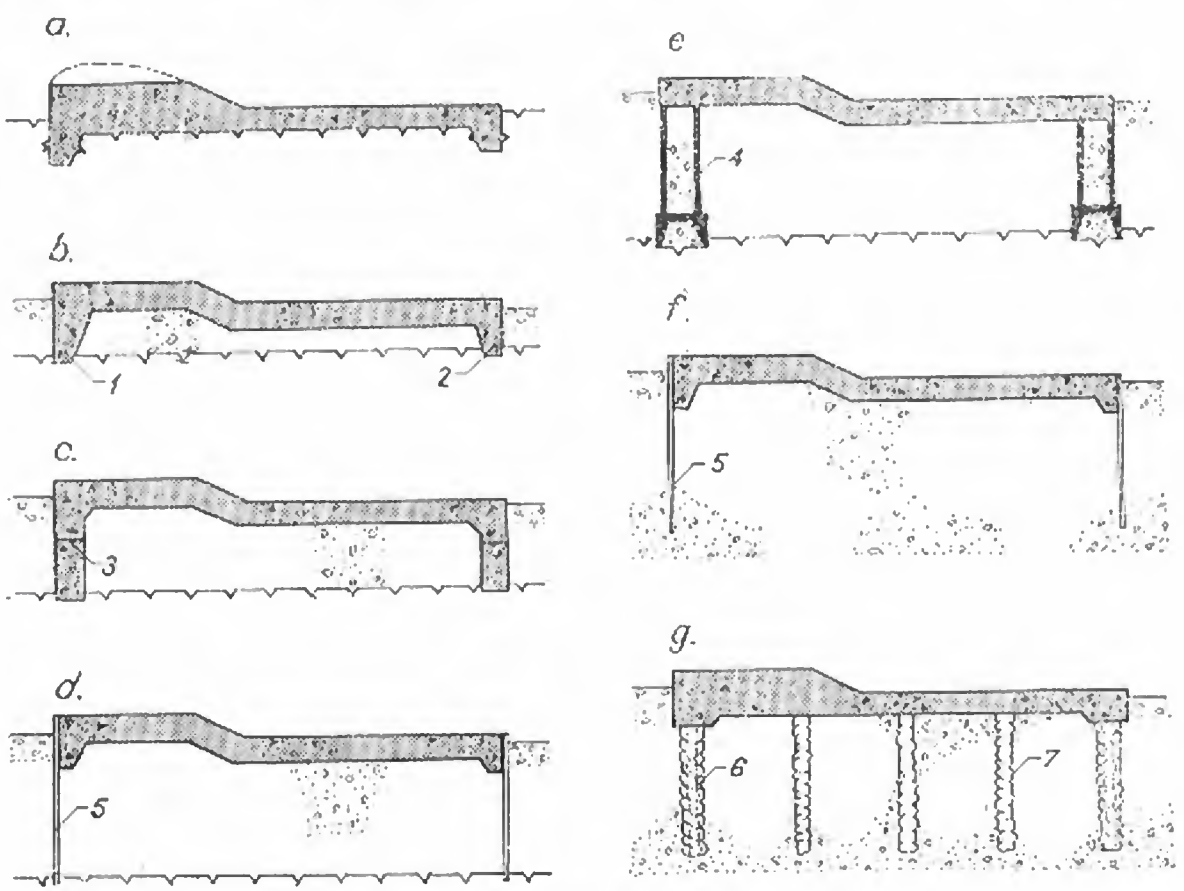


Fig. 7-101. Tipuri de radiere la stăvilare:

a — fundat pe stîncă; *b* — cu pinteni amonte şi aval încastrați; *c* — cu pinteni amonte şi aval articulați; *d* — cu palplanşe pînă la terenul impermeabil; *e* — cu pinteni cheson; *f* — cu palplanşe de lungime oarecare; *g* — cu perdea de etanşare şi piloți; *1* — pinten amonte; *2* — pintea aval; *3* — articulații; *4* — cheson; *5* — palplanşe; *6* — perdea de etanşare; *7* — piloți forați.

sau articulat (fig. 7-101, *c*), palplanșe (fig. 7-101, *d, f*), chesoane (fig. 7-101, *e*), perdele de etanșare (fig. 7-101, *g*).

Pintenii de beton se realizează în mod obișnuit prin turnarea betonului în tranșee. Uneori acești pinteni se realizează din gelbeton, prin excavare și turnare în flux continuu. În cazul terenurilor cu condiții de fundare grele acești pinteni se realizează cu ajutorul chesoanelor.

Palplanșele sînt metalice sau de beton armat și se introduc în terenul de fundație prin batere sau vibrare.

Dimensiunea transversală a radierului rezultă din calculul hidraulic privind descărcarea apelor și disiparea energiei lor, funcții pentru care radierul trebuie să aibă proporții și formă corespunzătoare. Dimensiunea longitudinală se determină luînd în considerare frontul necesar de deversare (lungimea totală a stavilelor) și spațiul ocupat de pile și culee.

Grosimea radierului este mai mare (1,00 ... 3,00 m), atunci cînd este realizat din beton simplu și de grosime mai redusă (1,00 ... 2,00 m), în cazul realizării din beton armat. Radierul devine mai gros la stavilele de tip coborîtor, care necesită nișe în radier.

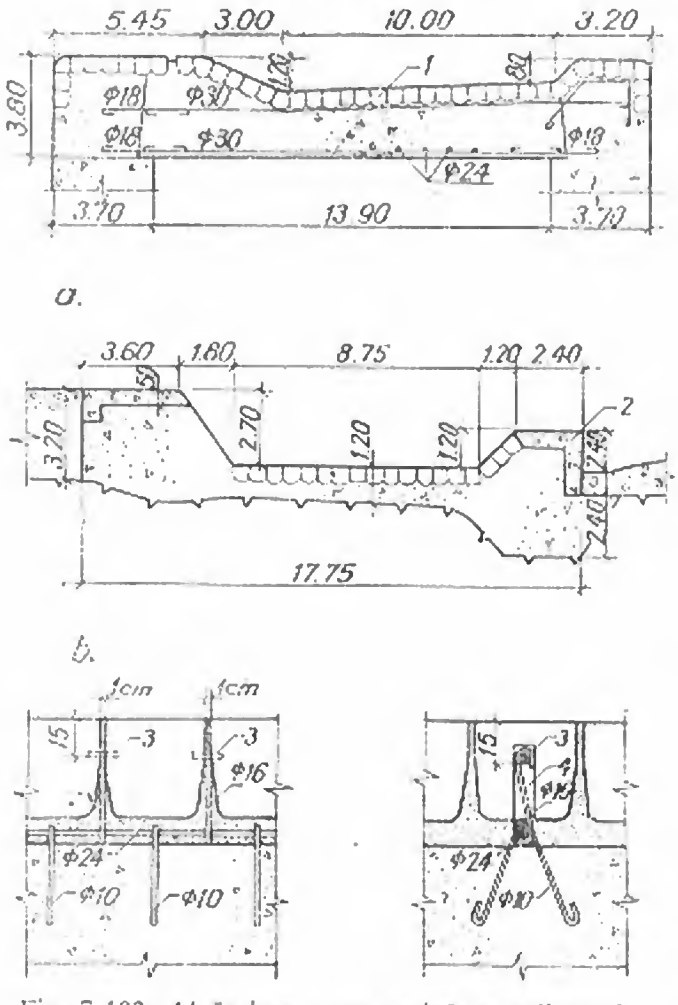


Fig. 7-102. Alcătuirea constructivă a radierului:
a — protejarea radierului contra eroziunii; *b* — detalii de ancorare a moloanelor: *1* — moloane de piatră; *2* — beton de uzură; *3* — dorn; *4* — șanț de 1 cm lățime.

În situațiile în care viteza de curgere a apei peste radier este mare ($v \geq 5$ m/s) și apa transportă aluviuni cu o mare putere de eroziune, se iau măsuri de protejare prin turnarea unui strat de beton de uzură de 0,30 ... 0,50 m, cu agregate rezistente (bazalt, andezit, granit) sau prin căptușire cu un strat de moloane de piatră, ancorate în radier. În figura 7-102 se prezintă modul de protejare a unui radier cu beton de uzură și moloane de piatră, precum și detalii de ancorare a moloanelor.

Observațiile în natură asupra lucrărilor executate au arătat că radierele protejate cu betoane din agregate dure s-au comportat foarte bine în exploatare. În practica actuală de obicei nu se mai utilizează protejări cu moloane de piatră, care cer multă manoperă și timp mai lung de execuție. O mare importanță are realizarea unei suprafețe cît mai netede și cît mai apropiate

de forma liniilor de curent. Suprafețele cu rugozitate mărită sau cu discontinuități sînt mult mai expuse eroziunii [7].

Din punct de vedere static, radierele pot fi elemente independente, separate de pile, sau elemente legate de pile, alcătuind împreună un ansamblu constructiv.

71. Pile și culee

Pilele sînt elemente verticale care separă deschiderile stăvilarelor. Pilele de margine se numesc culee.

Secțiunea transversală și înălțimea pilelor se determină în general pe considerente funcționale și constructive.

Forma pilelor în secțiune transversală influențează în mare măsură curgerea apei. O formă nehidraulică creează desprinderi ale firelor de curent de fața pilei, producînd vîrtejuri și contracții mărite ale lamei de apă deversante, care micșorează coeficientul de debit. O anumită influență au adîncimea și poziția nișelor pentru stavile și batardouri.

La lucrări importante conturul pilelor se stabilește prin încercări de laborator, astfel încît forma lor să fie cît mai hidrodinamică. În figura 7-103 se prezintă forma optimă determinată prin încercări a unei pile de 24,70 m lungime.

Grosimea pilelor depinde în mare măsură de tipul de stavilă ales. La stavilele plane, care necesită nișe importante și transmit pilelor încărcări mari, grosimea pilelor poate ajunge la 6 ... 7 m. În cazul stavilelor segment, la care nișele sînt reduse sau lipsesc, grosimea pilelor se reduce la 3,50 ... 4,00 m. Tendința modernă este ca grosimea pilelor să fie maximă în partea amonte și apoi să se reducă treptat spre aval (v. fig. 7-38, fig. 7-103).

Lungimea pilelor rezultă din dimensiunile stavilelor și din spațiul necesar pentru punerea la uscat a zonei stavilelor, în caz de reparații. Între nișa amonte a batardoului și stavilă se lasă un spațiu de 1,50 ... 2,00 m. În aval de stavilă se prevede alt batardou numai dacă nivelul normal al apei în aval depășește cota pragului stăvilarului.

Înălțimea pilelor rezultă din condiția de asigurare a manevrării stavilelor (la cele ridicătoare) și din condiția de asigurare a unei înălțimi de gardă între nivelul maxim al apei deversante și pasarela care reazemă pe pile. Înălțimea de gardă este de 1,50 ... 2,00 m, depinzînd de mărimea plutitorilor ce pot fi aduși de apă.

La stabilirea dimensiunilor pilelor se ține seama și de gabaritele mecanismelor de ridicare, dispuse în general pe pile, uneori și pe pasarela de serviciu. Pentru aceste mecanisme se prevăd construcții speciale, funcție de care rezultă lățimea pilelor.

Pilele și culeele se execută de obicei din beton simplu sau slab armat. În regiunea nișelor, unde secțiunea este slăbită, se prevăd armături de siguranță chiar

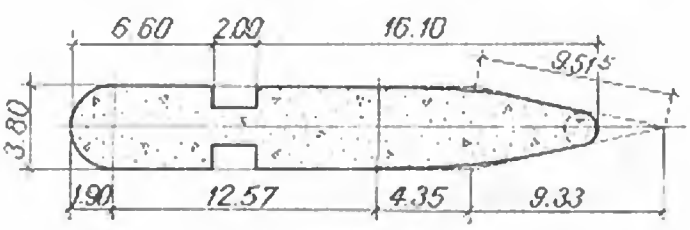


Fig. 7-103. Secțiune transversală printr-o pilă fuselată.

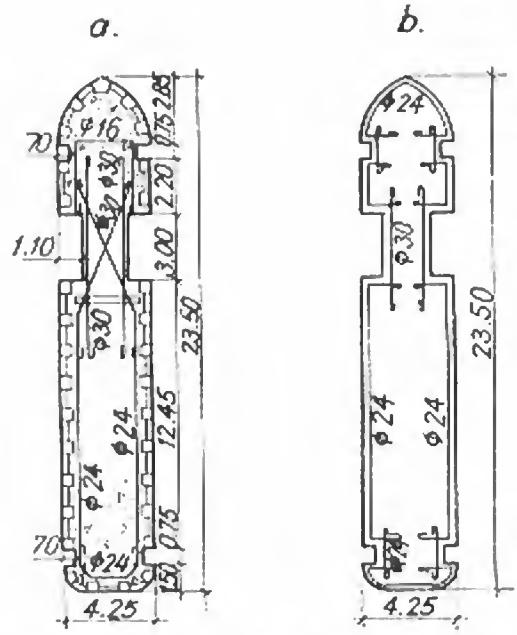


Fig. 7-104. Detalii constructive la pile: *a* — protejare cu moloane de piatră; *b* — armare.

atunci cînd ele nu sînt justificate prin calcul. La fel ca la radiere, în cazuri speciale (viteze ale apei deversante mai mari de 5 m/s cu transport mare de aluviuni) fața pilelor se protejează cu un strat de beton de uzură, torcret sau moloane de piatră. În figura 7-104 se prezintă detalii asupra armării și protejării cu moloane de piatră a unei pile.

72. Ansamblul pile — radier

Ansamblul pile-radier se concepe funcție de natura terenului de fundație (stîncos, aluvionar), tipul de stavile și deschiderile adoptate [15]. La alegerea sistemului pentru amplasamentul respectiv, trebuie avute în vedere efectele fenomenelor de contracție ca și ale tasărilor inegale care pot conduce la fisurări și la blocarea stavilelor. Soluția aleasă trebuie să corespundă și din punct de vedere economic.

Ansamblul pile-radier se realizează din punct de vedere constructiv în trei sisteme: radier general, pile independente, cuve.

73. Sistemul radier general

Radierul general este alcătuit dintr-o placă de fundație, continuă de-a lungul întregului front de retenție, în care sînt încastrate pilele (fig. 7-105). În acest sistem, de obicei, pilele nu au fundații proprii. Ele transmit încărcările radierului care le retransmite terenului de fundație. Radierul lucrează ca o placă continuă pe toată ampriza barajului.

Sistemul radier general impune ca săpăturile de fundație să se execute într-o singură etapă, iar betonarea să înceapă după terminarea tuturor săpăturilor. Aceasta

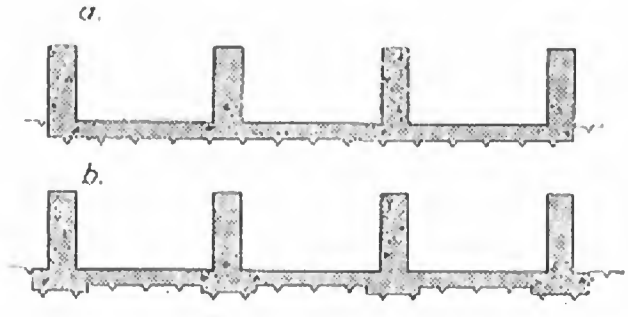


Fig. 7-105. Tipuri de radier general: *a* — cu pile fără fundații proprii; *b* — cu pile cu fundații proprii.

comportă realizarea de incinte mari de lucru, dificultăţi la devierea apelor şi ritm susţinut de execuţie. Terenul de fundaţie trebuie să prezintă o suficientă omogenitate în lungul axului barajului pentru ca eventualele tasări inegale să nu conducă la fisurarea radierului.

Radierul general reprezintă o soluţie rar folosită şi numai la lucrările mici şi mijlocii. La noi în ţară a fost aplicată la captarea *Moroeni*, unde sînt două deschideri de 9 m.

74. Sistemul pile independente

În acest sistem constructiv pilele sînt separate de radier prin rosturi permanente. Ele preiau încărcările date de stavile precum şi pe cele ale podurilor dintre pile şi ale mecanismelor de ridicare, transmiţîndu-le direct terenului de fundaţie (fig. 7-106). Deoarece în acest sistem, pilele preiau sarcini importante, fundaţiile lor se lărgesc şi se adîncesc faţă de restul barajului.

Pilele se dimensionează punînd condiţia de stabilitate la alunecare în secţiunea de fundaţie şi verificîndu-se ca eforturile transmise terenului să fie mai mici decît cele admisibile. Pilele se comportă bine la alunecare deoarece sarcinile verticale provenite din greutatea lor, din greutatea mecanismelor şi din sarcinile verticale transmise de poduri sînt mai mari decît sarcinile orizontale transmise de stavile şi de presiunea hidrostatică aferentă pilei.

În acest sistem radierul are rolul de a disipa energia apei deversante, de a etanşa barajul la partea inferioară şi a rezema stavilele. Condiţia de asigurare a stabilităţii la alunecare a radierului este mai greu de îndeplinit deoarece subpresiunea apei acţionează pe o suprafaţă mare şi presiunea hidrostatică are valori mari.

Rosturile dintre pile şi radier trebuie să asigure tasarea independentă a acestor elemente. La lucrări mai importante rosturile se etanşează. Uneori ele se execută în aşa fel ca pilele să conlucreze cu radierul. De exemplu, cînd radierul nu rezistă

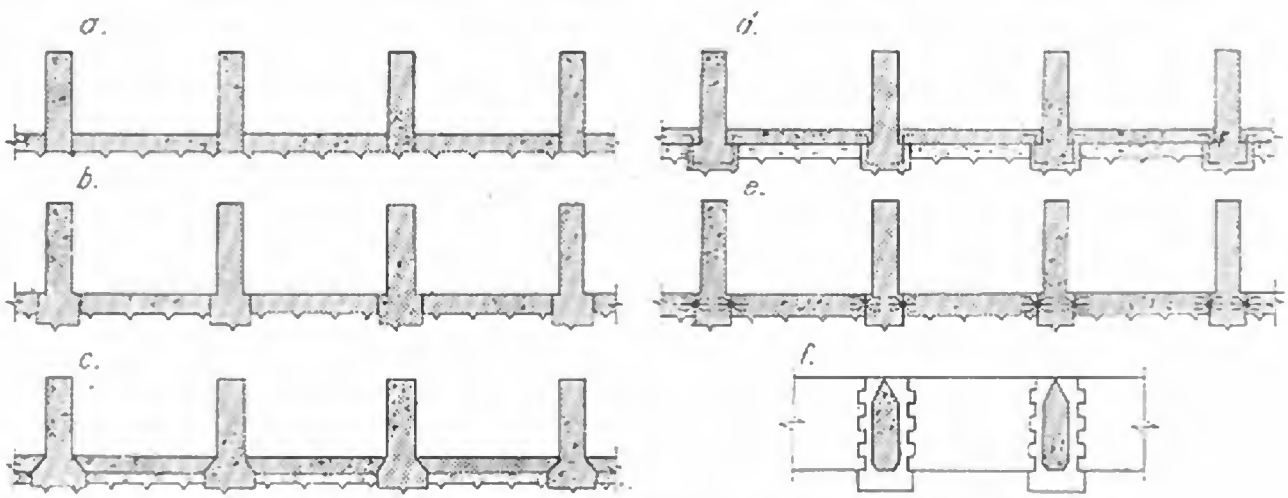


Fig. 7-106. Soluţii constructive în sistemul cu pile independente:
a — în teren cu rezistenţe mari; *b*, *c* — în teren cu rezistenţe medii; *d*, *e* — sistem cu radier articulat; *f* — rost pilă-radier în şicane.

singur la alunecare se folosesc diverse soluții care asociază și pilele la aceste solicitări (fig. 7-106, *d*, *e*, *f*).

Sistemul prezentat are o serie de avantaje: permite atacarea în etape a lucrărilor simplificînd astfel problema devierii apelor; permite alegerea oricărui sistem de lucru și executarea simultană a lucrărilor de excavații, betonare sau montaj la deschideri diferite ale stăvilarului; momentele încovoietoare în radier fiind mici și pilele fiind solicitate în special la compresiune, se realizează importante economii de oțel-beton față de alte soluții.

Ca dezavantaje ale soluției se menționează: pilele preiau încărcări mari, fiind necesară adîncirea și lărgirea fundațiilor lor pentru ca eforturile transmise să fie cele admisibile; cînd terenul de fundație are structură neomogenă, pilele se pot tasa inegal sau se pot înclina, dînd dificultăți de exploatare a stavilelor; pentru a asigura stabilitatea la alunecare a radierului apare uneori necesară sporirea volumului său de beton sau adoptarea unor dispozitive constructive speciale.

Sistemul cu pile independente a fost folosit la construcția unor *baraje de tip fluvial* din Franța (pe *Ron*, *Rin*, *Sena*, *Garona*), R. F. Germania (pe *Mosela*), Austria (pe *Dunăre*, *Inn*) etc. La noi în țară soluția a fost folosită pentru stăvilarele de la *Pingărați*, *Piatra Neamț*, *Vaduri*, *Luduș*, *Ogrezeni* etc.

75. Sistemul cuve

În acest sistem pilele sînt secționate de rosturi în lungul lor. Astfel, fiecare deschidere lucrează independent, placa radierului (sau pragul deversor) și două semipile adiacente formînd un sistem monolit (fig. 7-107).

Acest sistem se aplică în cazul terenurilor de fundație compresibile și neomogene, unde tasări mari și inegale între pile și radier pot conduce la dificultăți în exploatarea stavilelor.

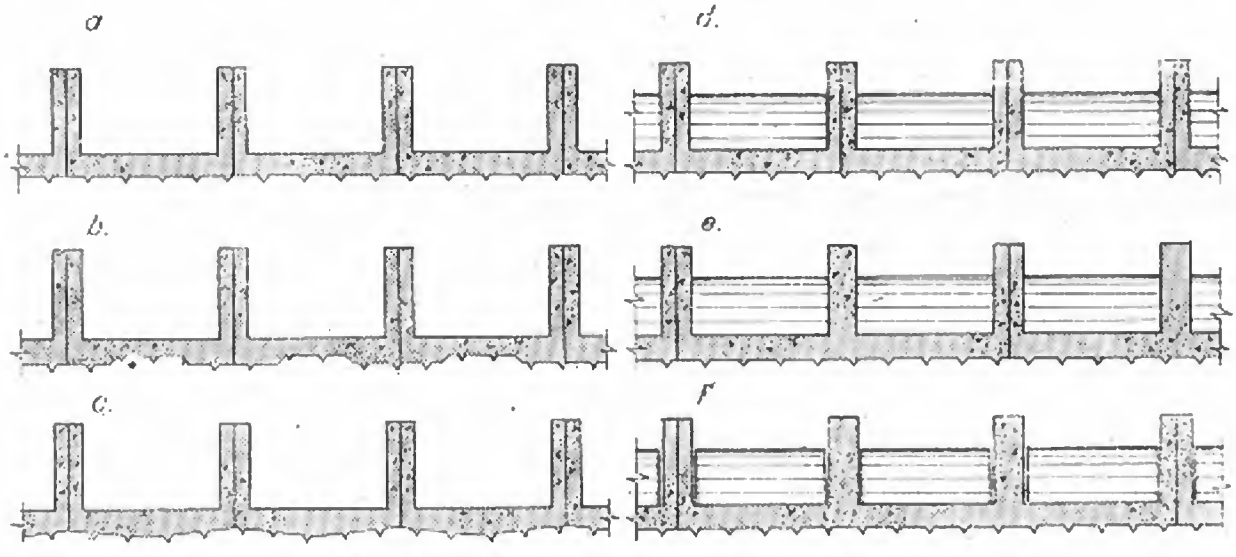


Fig. 7-107. Soluții constructive în sistemul cuve:

a — cu radier de grosime constantă; *b* — cu radier cu vute; *c* — cu radier îngroșat în cimp; *d* — cuvă simplă cu prag înalt; *e* — cuvă dublă cu prag înalt; *f* — cuvă triplă cu prag înalt și rosturi de dilatație.

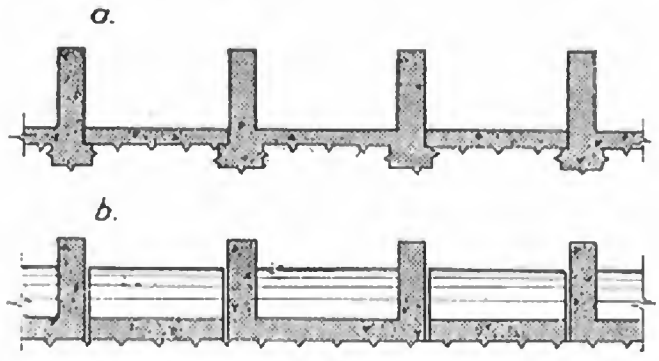


Fig. 7-108. Soluții combinate pentru ansamblul pile-radier:
a — cuve alternate cu radiere independente;
b — cuve alternate cu deversoare independente.

Sistemul se poate aplica în mai multe variante: în figura 7-107, *a* este prezentată cuva clasică cu radier de grosime constantă; în figura 7-107, *b*, *c* radierul are vute în dreptul semipilelor sau îngroșări în cimp, funcție de valoarea momentelor încovoietoare; în figura 7-107, *d* se prezintă o cuvă simplă cu prag înalt. La tipurile din figurile 7-107, *e* și 7-107, *f* rosturile de tasare apar din 2 în 2 sau din 3 în 3 pile, sistem care permite o adaptare mai bună la terenurile cu structură geologică neomogenă.

Soluția cuvă poate fi folosită și în combinație cu un radier independent (fig. 7-108, *a*) sau cu deversor independent (fig. 7-108, *b*).

Sistemul cuvă are următoarele avantaje: reduce valoarea presiunilor pe teren prin mărirea suprafeței de rezemare, conducînd astfel la micșorarea tasărilor; elimină efectele defavorabile ale tasărilor inegale; pilele nu au fundații proprii și de aceea adîncimea lor de fundare este mai mică; sistemul permite atacarea în etape a lucrării.

Sistemul cuvă are următoarele dezavantaje: necesită armarea pilelor și a radierelor; semipilele avînd o grosime minimă limitată de considerente constructive (nișe), grosimea lor se mărește în detrimentul secțiunii de curgere.

Sistemul cuvă s-a aplicat în U.R.S.S. la amenajările hidrotehnice de pe marile fluvii, în zone de șes cu terenuri de fundație compresibile (argile și nisipuri). La noi în țară soluția s-a utilizat la *amenajările de pe Bistrița-aval (Roznov, Racova, Gîrleni, Bacău I, Bacău II), Craiova, Paroșeni, Argeș-aval* etc.

§ 15. CALCULUL PĂRȚII FIXE A STĂVILARELOR

76. Forțe și ipoteze de calcul

Forțele care se iau în considerare la calculul static al pilelor și culeelor sînt următoarele [16] (fig. 7-109):

— greutatea proprie a pilelor și a radierelor G (se includ greutățile podurilor, stavilelor, mecanismelor de manevrare a stavilelor);
— presiunea hidrostatică orizontală P_h și verticală P_v;
— subpresiunea statică S_s și dinamică S_d;
— presiunea gheții H_g;

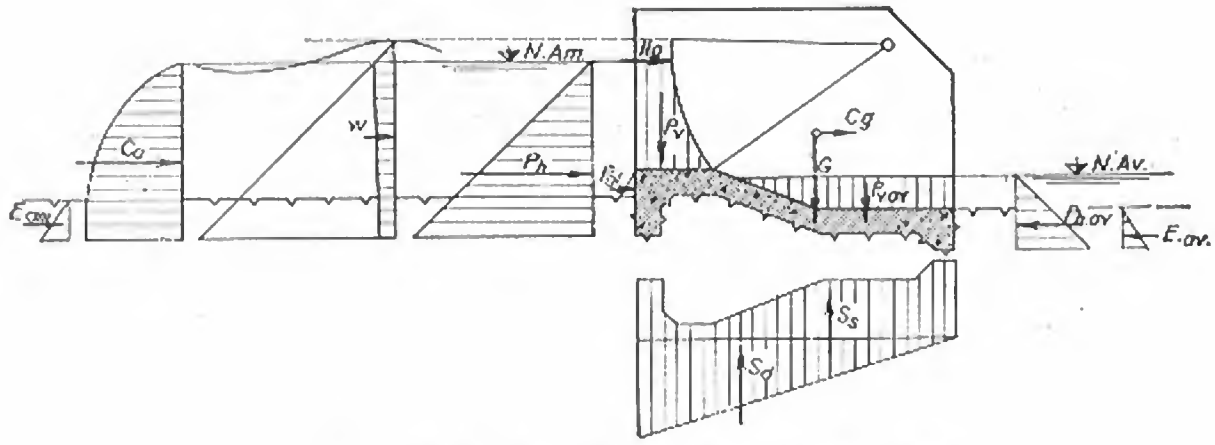


Fig. 7-109. Forțe care acționează asupra stăvilarelor.

— presiunea aluviunilor P_{al} și împingerea pămîntului amonte E_{am} și aval E_{av};
— presiunea valurilor W;
— forțele seismice (C_g și C_a);
— forțele provenite din variațiile de temperatură;
— forțele provocate de tracțiune sau frînare pe căile de rulare;
— presiunea vîntului.

Aceste forțe se grupează după importanța și frecvența lor în încărcări fundamentale și extraordinare.

Ipotezele de calcul sînt următoarele:

— ipoteza de construcție: acționează forțele verticale provenite din greutatea proprie a pilelor și a radierelor;

— ipoteza de exploatare normală: toate stavilele sînt închise; în amonte nivel normal de retenție, în aval nivel minim; trebuie făcute verificări și pentru nivele mai ridicate în aval (pînă la nivelul maxim), existînd un nivel critic între nivelul maxim și minim, care conduce la situația cea mai defavorabilă [17], [18];

— ipoteza de reparație: o deschidere este închisă cu batardouri de intervenție, iar la celelalte deschideri stavilele sînt închise;

— ipoteza de regim catastrofal: toate stavilele sînt deschise, nivelul apei în lac corespunzînd celui maxim extraordinar.

În vederea calculelor statice trebuie rezolvate următoarele probleme:

— adoptarea celui mai adecvat sistem constructiv, care să fie compatibil cu condițiile geotehnice ale amplasamentului;

— evaluarea încărcărilor în cadrul schemei de calcul considerate;

— stabilirea simultaneității încărcărilor, cu coeficienții de siguranță corespunzători.

Indiferent de sistemul ales pentru ansamblul pile-radier, în calcule se verifică următoarele condiții: să fie stabil la alunecare, să nu plutească, să transmită terenului eforturi mai mici decît cele admisibile. În cazul terenurilor de fundație nestîncoase este necesară și verificarea stabilității terenului de fundație.

77. Sistemul cu radier general

În acest sistem pilele fiind încastrate în radierul general, transmiterea încărcărilor din pile la terenul de fundație se face prin intermediul radierului. Această conlucrare produce eforturi de încovoiere în radier.

În figura 7-110, *a* se reprezintă încărcarea din pile S_1 și reacțiunea terenului din această încărcare S_2, calculată după ipoteza lui *Winkler* ($p = Ky$). Momentul încovoietor într-un punct al radierului este egal cu diferența momentelor statice ale ariilor S_1 și S_2.

Dacă rigiditatea radierului crește, reacțiunea terenului se uniformizează (curba α fig. 7-110, *b*). Curba β reprezintă momentele încovoietoare la care trebuie să reziste radierul, iar curba γ, momentele capabile ale radierului. Soluția aleasă trebuie să se plaseze la dreapta punctului de intersecție (*i*) între curbele β și γ.

Ecuația diferențială a fibrei medii deformate a plăcii este:

$$\frac{d^4y}{dx^4} = -K\frac{y}{EI}, \tag{72}$$

iar soluția ei are forma:

$$y = e^{-\alpha x}(A\cos\alpha x + B\sin\alpha x) + e^{\alpha x}(C\cos\alpha x + D\sin\alpha x), \tag{73}$$

unde $\alpha = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}}$.

Constantele de integrare se determină scriind condițiile de contur. Rigiditatea plăcii se apreciază comparînd lungimea reală a plăcii l cu lungimea elastică $l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}}$.

Dacă $l < \frac{\pi}{2} < l_e$, radierul se comportă ca infinit rigid, iar reacțiunea în teren se ia uniform distribuită.

Pentru calculul plăcii radierului, aceasta se descompune în grinzi independente. Această aproximație impune prevederea unor armături de repartiție de circa 1/4 din secțiunea armăturii longitudinale.

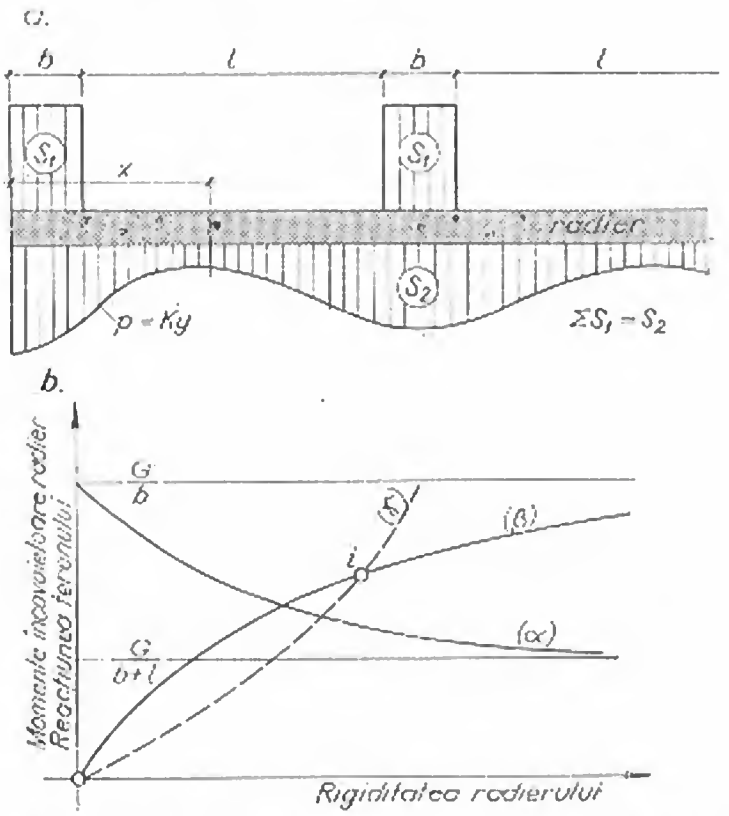


Fig. 7-110. Calcule statice la sistemul cu radier general:
a — schemă de calcul; *b* — diagramă de calcul.

78. Sistemul cu pile independente

Calculul plăcilor. În ceea ce privește presiunea apei, pilele se verifică în două ipoteze principale:

— cînd cele două stavile din deschiderile adiacente sînt în poziție de închidere și transmit astfel pilei încărcări simetrice (fig. 7-111, *a*);

— cînd o stavilă adiacentă este în poziție de închidere și nivelul apei în amonte este maxim, iar cealaltă este în reparație; asupra pilei se exercită astfel forțe nesimetrice laterale (fig. 7-111, *b*).

Pilele se verifică la stabilitatea la alunecare, la solicitări maxime în suprafața de fundație și în corpul lor. Cînd presiunile hidrostatice laterale nu se echilibrează, se verifică și stabilitatea la răsturnare laterală a pilelor. Această condiție este în general asigurată de dimensiunile lor constructive.

Verificarea rezistențelor în diverse secțiuni ale unei pile precum și în suprafața de fundație se face cu formula:

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \tag{74}$$

unde:

ΣN — suma forțelor normale pe secțiunea de calcul;

A — suprafața secțiunii considerate;

M_x, M_y — momentele încovoietoare față de cele două axe rectangulare care trec prin centrul de greutate al secțiunii;

W_x, W_y — modulele de rezistență după cele două direcții.

La lucrări importante se recomandă a se studia eforturile din pile și prin alte metode teoretice sau experimentale. Așa cum se cunoaște, ipoteza deformațiilor plane — din care rezultă formula de mai sus — nu se realizează practic în cazul unui corp masiv cum este pila.

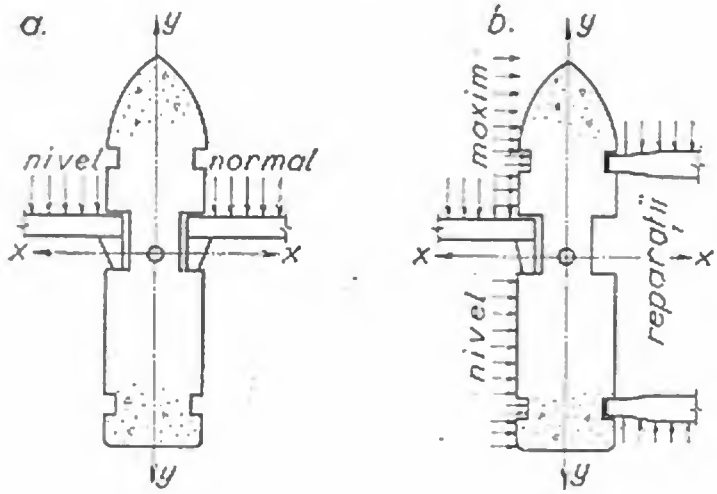


Fig. 7-111. Ipoteze de calcul la pile:
a — exploatare normală; *b* — reparații.

La pilele prevăzute cu nișe, este necesară verificarea eforturilor de forfecare și de tensiune ce apar în secțiunea verticală care trece prin muchiile aval ale nișelor (fig. 7-112).

Pentru acest calcul, după determinarea diagramelor de eforturi σ și τ din suprafața de fundație a pilei, se consideră o tăietură în secțiunea *E-E* care împarte pila în porțiunile I și II. În centrul de greutate al secțiunii considerate acționează o forță normală N, o forță tangențială T și un moment încovoietor M, care rezultă din ecuațiile de echilibru pe una din porțiunile pilei I sau II.

După determinarea solicitărilor N, T, M din centrul secțiunii *E-E* se pot determina eforturile de întindere din secțiune:

$$\sigma_t = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \qquad (75)$$

și efortul de forfecare mediu:

$$\tau_{mediu} = \frac{T}{A}. \qquad (76)$$

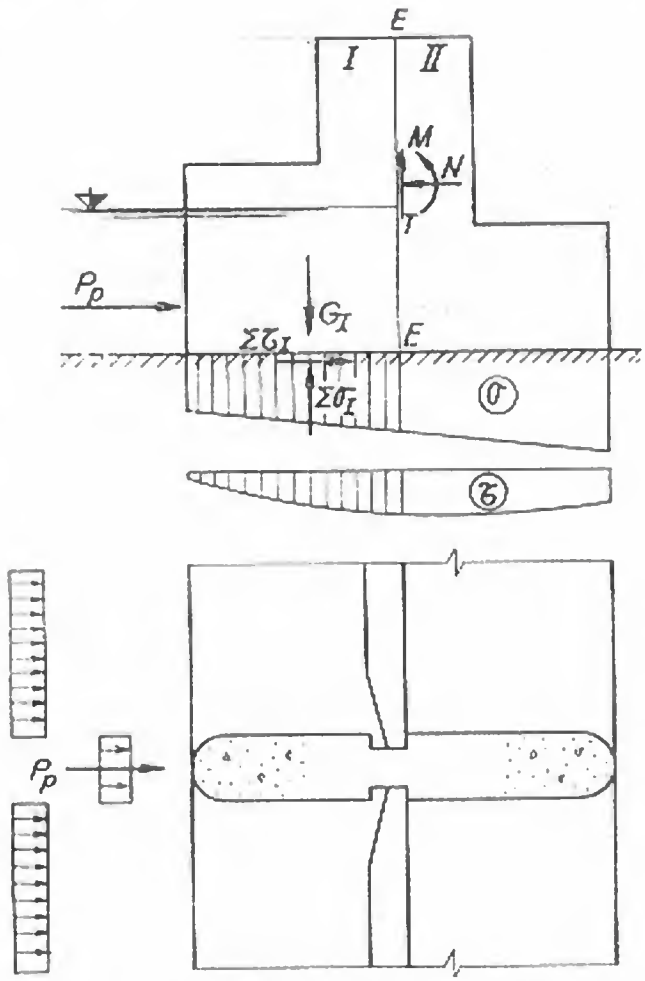


Fig. 7-112. Verificarea rezistențelor la pilele cu nișe.

Eforturile σ_t și τ rezultă în general mai mici decît cele admisibile, însă în dreptul nișelor se prevăd în orice caz armături de siguranță, de regulă orizontale, mai rar înclinate (v. fig. 7-104). Cînd se transmit solicitări mari în nișa pilei, în zona de rezemare a stavilei sau batardoului, se prevede armătură ca în cazul unor cuzinești.

Un caz special de solicitare îl prezintă pilele stăvilarelor echipate cu stavile segment, la care acționează forțe concentrate mari în articulațiile stavilei, secțiunea cea mai solicitată fiind *AOB* (fig. 7-113). În acest caz, zona din aval de articulație se consideră ca ancorată în porțiunea amonte a pilei, prevăzîndu-se armături corespunzătoare. La pile de construcție mai recentă s-a folosit precomprimarea în zona de preluare a forței transmise de articulație (fig. 7-114).

Calculul radierului. În sistemul pile independente radierul trebuie verificat în special la alunecare și la plutire.

Așa cum s-a mai arătat, deoarece în acest sistem radierul preia încărcări verticale relativ mici (greutatea sa proprie și greutatea aferentă a apei de pe radier, din care se scad subpresiunile) față de încărcările orizontale (partea inferioară a diagramei de presiune a apei), condiția de stabilitate la alunecare este dificil de realizat.

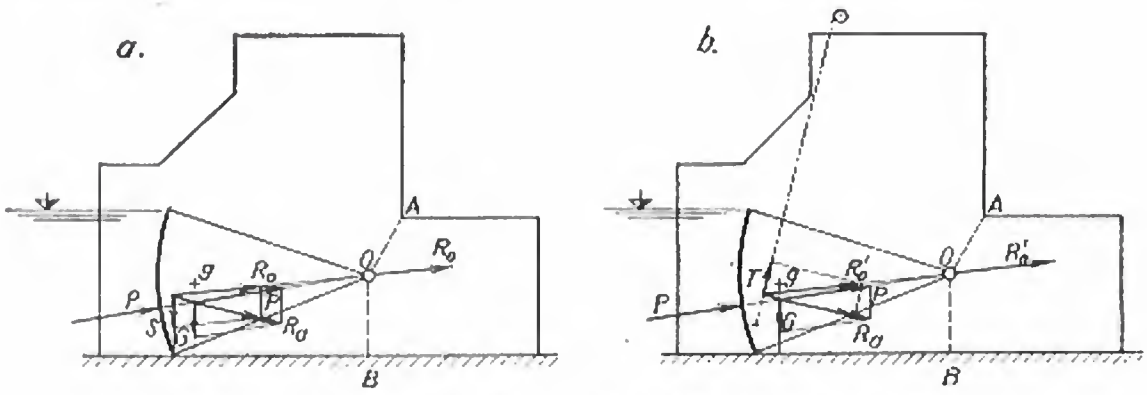


Fig. 7-113. Schemă de calcul pentru pila unei stavile segment:
a — poziție coborîtă; *b* — poziție de manevră.

Ipotezele de calcul cele mai dezavantajoase sînt:

— ipoteza regimului normal de exploatare și ipoteza de reparații, care conduc la impingeri orizontale mari;

— ipoteza de regim catastrofal, care periclitează în special stabilitatea la plutire a radierului.

Atunci cînd se folosesc dispoziții constructive speciale pentru îmbunătățirea stabilității la alunecare a radierului, metoda de calcul se modifică în mod corespunzător:

— în cazul folosirii de rosturi șicanate (fig. 7-106, *f*) sau al legării radierului de pile prin armături (fig. 7-106, *d*, *e*), în calcul se consideră și pila;

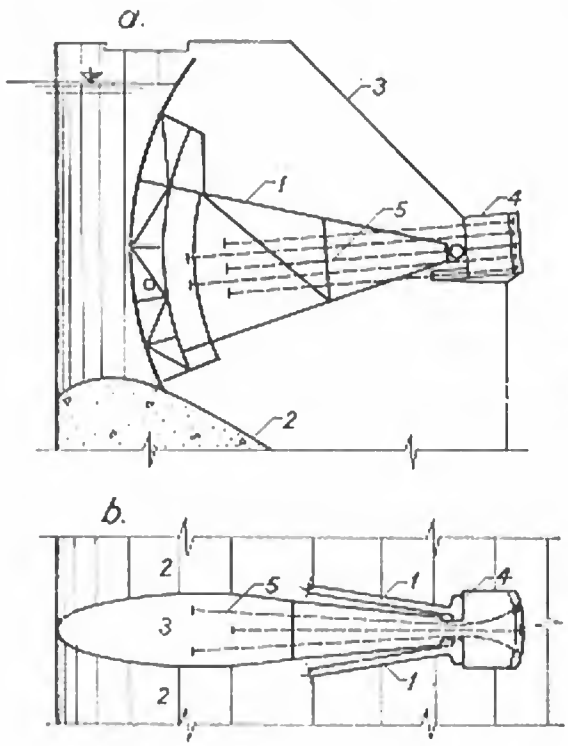


Fig. 7-114. Precomprimarea pilelor prin ancoraje preîntinse la barajul Wanapum (S.U.A.):
a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — stavile segment 12 × 15,25 × 19,80 m; *2* — deversor; *3* — pilă; *4* — bloc de ancoraj; *5* — ancoraje preîntinse cu 283 t.

— în cazul folosirii soluției cu pinteni amonte și aval, care ancorează radierul în terenul de fundație, verificarea se face considerînd că alunecarea se produce într-un plan care trece prin capetele pintenilor; se adaugă greutatea terenului de sub radier, pînă la nivelul planului de alunecare și rezistența totală la tăiere a pămîntului.

Pintenii radierului se armează considerînd momentul dat de împingerea pămîntului. La pintenii adînci se pot prevedea rosturi orizontale cu șicană, pentru reducerea momentelor încovoietoare și a armăturii.

Verificarea la plutire se face cu formula $k_p = \frac{G}{S}$, unde G este greutatea radierului și S, subpresiunea. Pentru k_p se admit valori între 1,2 și 1,3 în situația cea mai dezavantajoasă.

Radierul se verifică pe o direcție și la încovoierea produsă de o sarcină uniform distribuită, rezultată din sumarea algebrică a greutății proprii și a subpresiunii.

79. Sistemul cu cuve

Stabilitatea la alunecare. Condiția principală pe care trebuie s-o îndeplinească o cuvă este stabilitatea la alunecare. Alunecarea se poate produce:

— în planul tălpii barajului, sau pe o suprafață care unește pintenul amonte cu cel aval;

— într-un plan orizontal sub talpă cu coeficienți geotehnici caracteristici terenului, ceea ce presupune antrenarea unui prism de pămînt din terenul de fundație;

— pe suprafețe cilindrice în masa terenului de fundație.

Ipotezele de calcul cele mai defavorabile corespund regimului de exploatare normală, cînd forța de alunecare este maximă și regimului catastrofal, cînd subpresiunea este maximă. Se iau în considerare și cazurile de avarii, cum sînt: colmatarea parțială a drenajului de sub baraj, defecțiuni în funcționarea conturului antifiltrant sau a avantradierului, ipoteza de reparații (golirea disipatorului și deci reducerea presiunii din aval).

De remarcat că în cazul cuvelor fundate pe terenuri nestîncoase coeficienții de frecare statică pot avea valori foarte reduse: argile ($f = 0{,}20$); argile prăfoase și morene ($f = 0{,}26$); argile permo-triasice, nisipuri argiloase, argilă marnoasă ($f = 0{,}25 \ldots 0{,}30$); pămînturi nisipoase din albii vechi ($f = 0{,}35$). Normele sovietice recomandă următorii coeficienți de siguranță la alunecare: 1,5 pentru ipoteza de exploatare normală; 1,3 pentru ipoteza de viitură maximă; 1,1 pentru ipoteza de viitură maximă și avarii parțiale.

Calculul pilelor. Un calcul de rezistență aproximativ, care se poate efectua pentru înălțimi reduse, consideră pilele și semipilele încastrate în radier. În acest caz se calculează momentul de încastrare dat de împingerile orizontale laterale din presiunea apei, presiunea statică și dinamică a gheții, forțele de frînare sau tracțiune pe grinzile podului rulant, forțele termice din grinzile podurilor.

Ca și în celelalte cazuri, ipotezele de calcul sînt: ipoteza de exploatare, ipoteza de reparații, ipoteza regimului catastrofal.

În cazul semipilelor, pentru calculul momentelor încovoietoare, nivelul apei din rost se consideră în general nivelul biefului amonte, pînă la zona de etanșare,

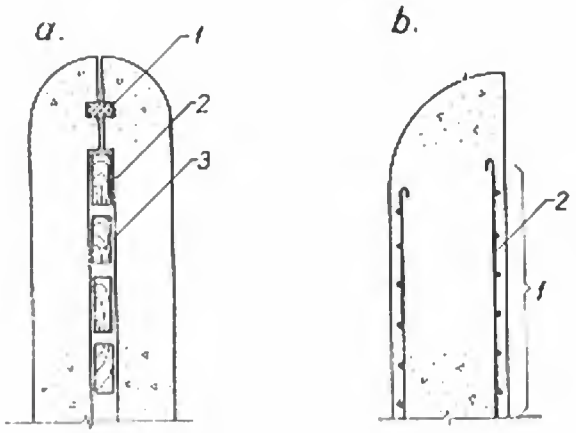


Fig. 7-115. Detalii constructive la pile:
a — rosturi lărgite; *1* — etanșare verticală; *2* — cofraj de tablă; *3* — scînduri distanțiere; *b* — armarea semipilelor; *1* — zonă de apariție a microfisurilor; *2* — armătură.

iar nivelul bieflui aval, în aval de pana de etanșare. Această ipoteză este criticată deoarece prin rost și peretele pilei se produc infiltrații, iar în aval rostul se poate închide datorită tasărilor, împiedicînd curgerea apei. De aceea, la lucrări importante se recomandă și considerarea unui nivel de calcul corespunzător nivelului apei din amonte.

Prin prevederea de rosturi lărgite între semipile, se evită creșterea nivelului apei și în acest caz ipoteza care admite că în aval de etanșare nivelul apei din rost este cel din bieful aval, este pe deplin acceptabilă (fig. 7-115, *a*).

Solicitările din contracție și din variațiile de temperatură se iau în considerare la armarea pilelor. Prin acțiunea acestor solicitări pot apare microfisuri la fața pilelor (fig. 7-115, *b*) care în timp, prin infiltrarea apei și îngheț-dezgheț, pot progresa. De aceea, cînd pilele nu sînt armate din alte considerente, este indicat să se dispună plase de armare pentru preluarea acestor eforturi.

Datorită masivității pilelor, ipoteza secțiunilor plane nu este îndeplinită în realitate. În special zonele de la capete ale pilelor nu rămîn plane după deformație. În mod aproximativ, se consideră că zona care satisface ipoteza menționată poate fi limitată prin linii care pornesc din muchia fundației la 45 ... 60° (fig. 7-116). Precizînd astfel secțiunea de calcul a pilei, așa cum arată studiile făcute la barajul *Volgograd* (U.R.S.S.), eforturile devin suficient de apropiate de cele reale.

Pentru un calcul mai exact al pilelor și semipilelor de înălțime mare se poate considera că acestea lucrează la încovoiere în plan longitudinal ca niște grinzi pereți cu talpă inferioară.

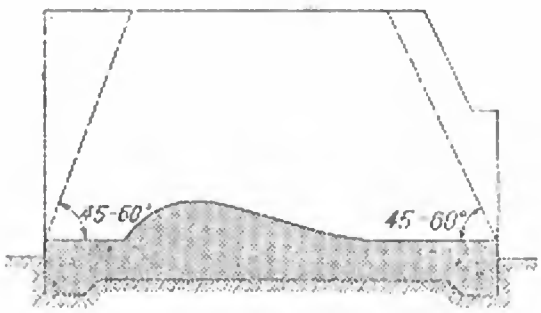


Fig. 7-116. Limitarea zonei de calcul a pilelor.

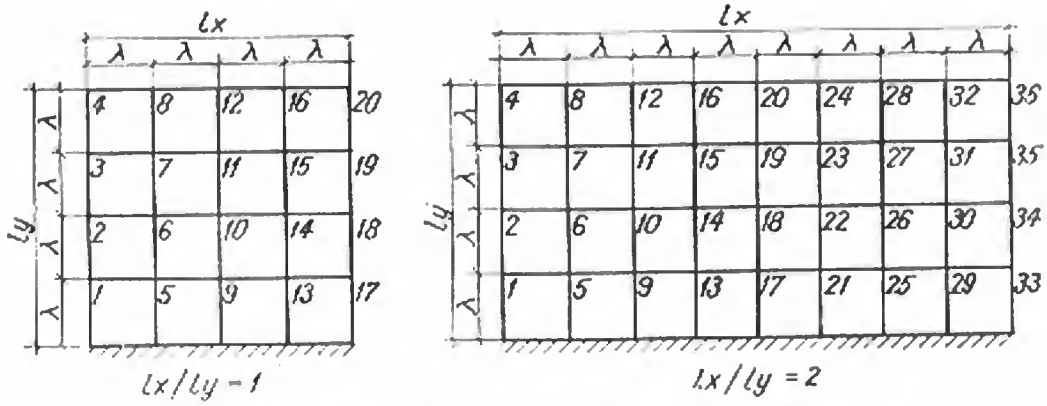


Fig. 7-117. Metoda rețelelor pentru calculul pilelor și semipilelor.

O evaluare mai exactă a momentelor încovoietoare date de sarcinile laterale în pile și semipile se face cu metoda rețelelor [16] (fig. 7-117). Fișiile orizontale se consideră grinzi cu reazeme elastice în punctele lor de intersecție cu consolele verticale fictive, încastrate în placa radierului.

În funcție de raportul $\frac{l_x}{l_y}$ există tabele din care rezultă $M_y = \alpha_y P$, unde P este sarcina concentrată din nodul rețelei. Coeficientul α_y se majorează cu 1,4 ... 1,5 pentru solicitările transmise de grinzile podului rulant și de suprastructura podurilor, iar pentru alte sarcini orizontale cu 1,1 ... 1,3, în funcție de posibilitatea creșterii lor față de valoarea admisă în calcul.

Calculul radierului. La calculul radierelor cuvelor se disting trei scheme, funcție de tipul radierului:

— radier în formă de placă (deversor cu prag lat) (fig. 7-118, *a*);

— radier cu prag înalt (deversor cu profil practic):

— cu rosturi de contracție între pile și corpul deversor;

— cu pile solidare cu corpul deversor (fig. 7-118, *b*);

— radier cu prag scund (fig. 7-118, *c*).

Calculul radierelor de orice tip presupune mai întîi determinarea diagramei de presiune pe terenul de fundație, considerat ca mediu elastic. Calculul unei construcții pe mediu elastic se bazează pe admiterea uneia din următoarele ipoteze:

— *ipoteza lui Winkler*, care consideră proporționalitatea între deformație și presiunea pe mediul elastic;

— *ipoteza lui Boussinesq*, care asimilează pămîntul cu un semispațiu elastic, omogen și izotrop.

Sistemul de calcul după *ipoteza lui Winkler* sau a coeficientului de pat s-a prezentat mai înainte. Pentru coeficientul de pat K se pot alege valorile:

— pentru pietrișuri și bolovănișuri 3,0 ... 4,0 kg/cm²;

— pentru nisipuri 1,5 ... 2,0 kg/cm²;

— pentru pămînturi argiloase 0,5 ... 1,0 kg/cm².

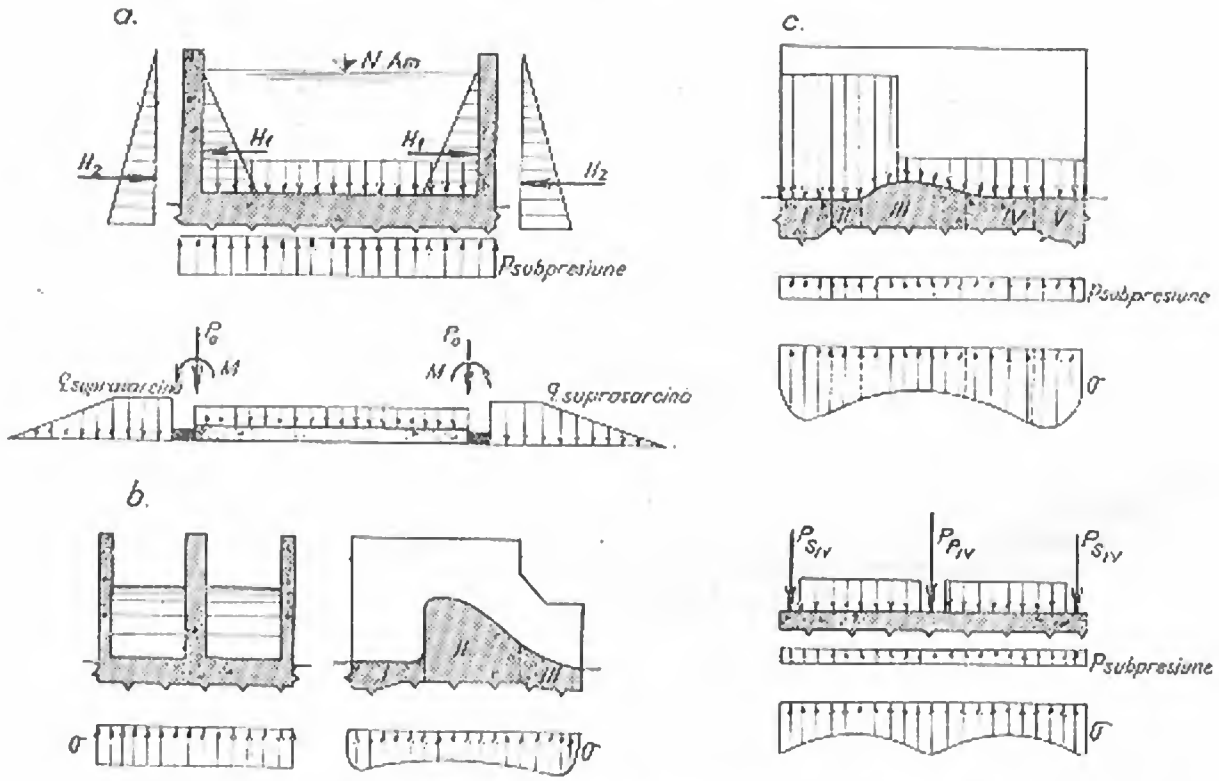


Fig. 7-118. Scheme de calcul ale cuvelor funcție de tipul radierului:
a — cuvă cu radier în formă de placă (metoda Jemocikin); *b* — cuvă cu radier cu prag înalt; *c* — cuvă cu radier cu prag scund.

Ipoteza lui *Winkler* are următoarele deficiențe:

— nu ține seama de tasările produse și în punctele vecine, adică nu ia în considerare influența suprasarcinilor laterale asupra diagramei presiunilor pe terenul de fundație;

— nu ține seama de variația coeficientului de pat cu dimensiunile fundației, rigiditatea ei și mărimea sarcinii.

Ipoteza semispațiului elastic înlătură aceste deficiențe. Se pune condiția ca în orice punct al fundației, deformațiile acesteia să fie egale cu cele ale mediului elastic. Pentru exprimarea deformațiilor mediului elastic, se pornește de la ecuațiile generale ale lui *Boussinesq*, care permit să se determine deformația într-un punct oarecare al terenului sub influența unei sarcini concentrate de la suprafața terenului. Necunoscutele problemei sînt reacțiunile elastice ale mediului asupra radierului, iar rezolvarea de principiu constă în a exprima atît deformațiile terenului cît și cele ale radierului în funcție de aceste necunoscute și a rezolva ecuațiile corespunzătoare.

Proprietățile elastice ale terenului sînt caracterizate prin modulul de deformație E_0 și prin coeficientul lui Poisson al stratului compresibil μ_0. Metoda permite să se țină seama și de alți factori importanți, cum ar fi: variația modulului de defor-

maţie cu adîncimea, influenţa construcţiilor din vecinătate, influenţa adîncimii de fundaţie, influenţa stratului de stîncă pe care reazemă straturile superioare compresibile.

Metode practice de calcul bazate pe teoria elasticităţii au elaborat în special cercetătorii sovietici: *Jemocikin*, *Florin*, *Gorbunov — Posadov*. Trebuie avut în vedere că *metoda Gorbunov-Posadov* nu permite să se ţină seama de influenţa suprasarcinilor laterale asupra mărimii momentelor încovoietoare şi a forţelor tăietoare din radier. De aceea, cînd este cazul să se ţină seama de greutatea umpluturii laterale, calculul se face prin *metoda Florin* sau *Jemocikin*. *Metoda Jemocikin* prezintă avantajul că ţine seama şi de rigiditatea variabilă a radierului.

Comparînd cele două metode generale de calcul prezentate, rezultă următoarele:

— dacă grosimea straturilor compresibile este mare, metoda coeficientului de pat denaturează rezultatele;

— dacă la o adîncime mică sub terenurile compresibile (1/2 ... 1/4 din lăţimea suprafeţei de reazem) se găsesc terenuri stîncoase (necompresibile), rezultatele calculelor sînt identice după ambele metode.

În general în cazul terenurilor de fundaţie nisipoase metoda coeficientului de pat este satisfăcătoare, iar pentru terenuri argiloase trebuie aplicată metoda semispaţiului elastic.

La radierele cu prag înalt (fig. 7-118, *b*), la înălţimi peste 15 m rezultă o rigiditate mare după ambele direcţii (longitudinală şi transversală). De aceea stăvilarul se poate considera ca un element rigid faţă de pămîntul sau roca din terenul de fundaţie. La înălţimi mai mici se ia în considerare elasticitatea stăvilarului pe direcţia longitudinală. Determinarea eforturilor pe teren în sens transversal se face considerînd condiţiile problemei plane, deoarece barajul este în general mai extins pe direcţia longitudinală.

La radierele cu prag scund (fig. 7-118, *c*), rigiditatea este mai redusă în sens longitudinal, iar elasticitatea plăcii dintre semipile influenţează forma diagramei reacţiunilor terenului de fundaţie. Se recomandă luarea în considerare a deformaţiilor terenului de fundaţie şi ale plăcii de fundaţie. Pentru calculul diagramei presiunilor în fundaţie pe direcţia longitudinală se poate folosi metoda *Jemocikin*, care ţine seama de suprasarcinile laterale date de cuvele adiacente.

În sens transversal, forma diagramei presiunii pe talpă se consideră ca pentru o construcţie rigidă fundată pe un semiplan elastic. Rezultă că placa de fundaţie suportă o reacţiune continuă uniformă a terenului atît pe direcţie transversală cît şi pe direcţie longitudinală.

În practică [16], se folosesc metode aproximative pentru determinarea solicitărilor din placa de fundaţie, făcînd diferite ipoteze asupra modului cum lucrează diverse sectoare ale plăcii. Astfel, într-o ipoteză placa de fundaţie se împarte fictiv în fîşii longitudinale care lucrează independent, preluînd sarcinile aferente lor (fig. 7-118). Într-o altă ipoteză se consideră că toate fîşiile longitudinale în care este împărţită fundaţia au aceeaşi săgeată. În calcule se admit valorile medii ale momentelor încovoietoare şi ale celorlalte solicitări determinate în cele două ipoteze limită arătate.

§ 16. MĂSURI PENTRU REDUCEREA INFILTRAȚIILOR

80. Infiltrații prin terenuri de fundație nestîncoase

Pentru rezolvarea problemei infiltrațiilor prin fundațiile nestîncoase ale construcțiilor hidrotehnice se admit următoarele ipoteze: terenul de fundație este un mediu perfect omogen, mișcarea apei este permanentă și apa este incompresibilă. Din cauza vitezelor mici de infiltrație se neglijează forțele de inerție. Se consideră că mișcarea se produce în limitele de aplicare a legii lui *Darcy*, adică vitezele de infiltrație V variază liniar în funcție de panta liniei piezometrice I:

$$V = KI, \tag{77}$$

unde K este coeficientul de permeabilitate al terenului.

Legea lui Darcy este aplicabilă atît timp cît mișcarea apei subterane este laminară. Dacă mișcarea devine turbulentă, depășind o anumită viteză critică, ea se produce după o lege de forma:

$$V = KI^m, \tag{78}$$

unde m este un coeficient subunitar (2/3 ... 1/2).

Fenomenul de infiltrație este considerat plan, admițîndu-se ipoteza că în orice plan vertical normal pe axul construcției infiltrația este identică. În planul mișcării, în sistemul de coordonate xOy, se pot scrie relațiile:

$$V_x = -K\frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{și} \quad V_y = -K\frac{\partial h}{\partial y}, \tag{79}$$

unde V_x și V_y sînt componentele vitezei pe axele Ox și Oy, iar h este înălțimea piezometrică în punctul considerat. Semnul (—) apare datorită faptului că viteza este o mărime pozitivă, iar panta liniei piezometrice este negativă.

Pentru rezolvarea problemei curgerii apei subterane de-a lungul unui contur determinat, se exprimă condiția de continuitate prin ecuația *Laplace*:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad \text{sau} \quad \nabla^2 h = 0. \tag{80}$$

După determinarea funcției $h(x, y)$ se pot determina în orice punct al terenului de fundație presiunile h și componentele V_x și V_y ale vitezei. Rezolvarea ecuației (80) este însă extrem de dificilă, chiar pentru contururile cele mai simple de fundație. Cu ajutorul transformărilor conforme au fost obținute soluții în cîteva cazuri (fig. 7-119): talpă de fundație orizontală, talpă de fundație orizontală cu palplanșe.

La rezolvarea problemelor de infiltrație sub presiune, pentru fundații cu contururi complexe se poate folosi metoda fragmentelor, propusă pentru prima dată de *Pavlovski* și apoi completată de alți cercetători sovietici [19]. Această metodă constă în descompunerea domeniului subteran de infiltrație în fragmente cu contururi simple, după liniile echipotențiale sau liniile de curent. Determinînd parametrii

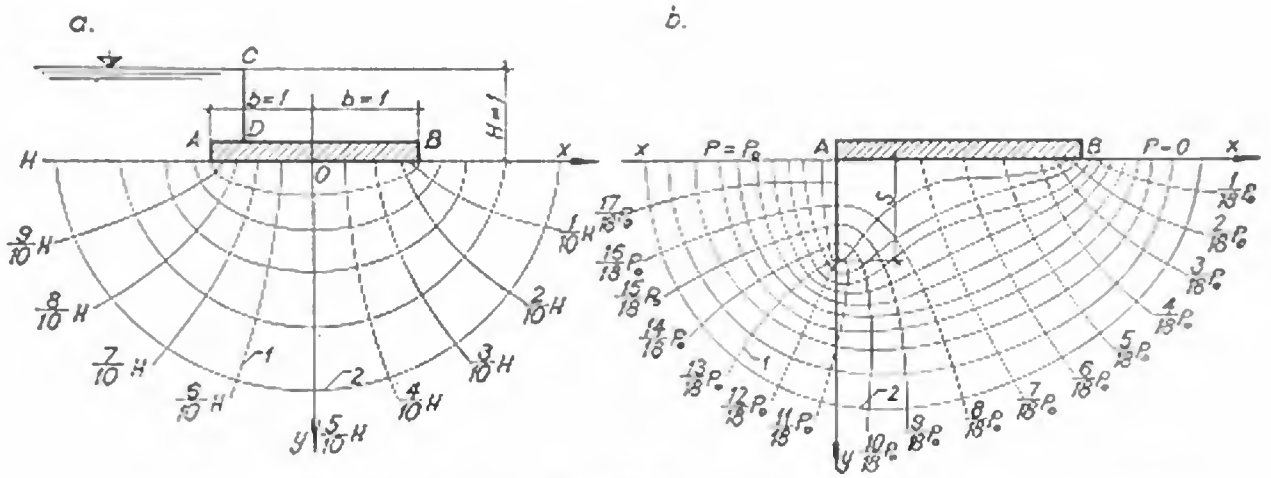


Fig. 7-119. Spectre de infiltrație pe sub stăvilare:
a — cu radier plan orizontal; *b* — cu radier cu palplanșe în amonte; *1* — linii echipotențiale; *2* — linii de curent.

curgerii subterane pe fiecare fragment se determină în final parametrii pe întreg domeniul.

Alte metode de rezolvare ale problemelor de infiltrații sînt metodele grafice și cele experimentale, cum este metoda analogiei electrohidrodinamice (*EGDA*), prezentată în cursurile de hidraulică.

81. Aplicații ale spectrului hidrodinamic

Din punctul de vedere al dimensionării construcției interesează următoarele mărimi care se pot determina din spectrul hidrodinamic: presiunea pe talpa de fundație sau pe o suprafață curbă de alunecare, viteza maximă de infiltrație, debitul de infiltrație.

Presiunile pe talpa de fundație se determină prin interpolare între liniile echipotențiale, de-a lungul cărora se cunoaște presiunea (fig. 7-120).

Vitezele de infiltrație se determină calculînd în prealabil pantele liniei piezometrice. Panta liniei piezometrice între două puncte vecine ale rețelei situate la

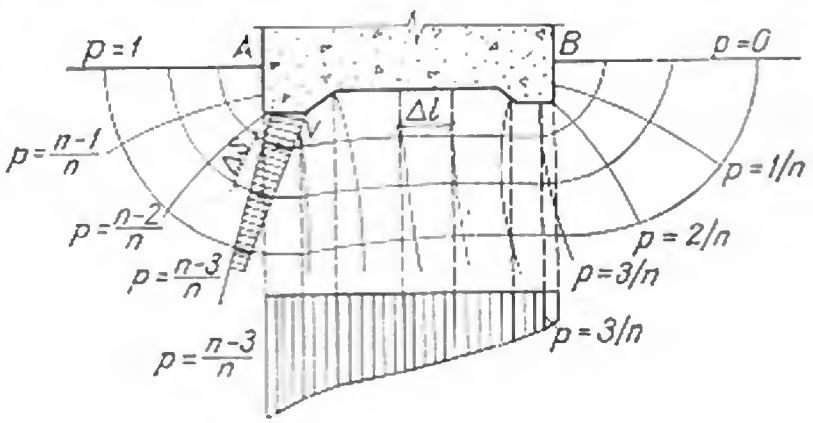


Fig. 7-120. Determinarea presiunilor, a vitezelor medii și a debitului de infiltrație.

distanța Δl pe aceeași linie de curent, avînd presiunea p_1 și p_2 și energia de poziție z_1 și z_2, are expresia:

$$I = \frac{\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma}\right)}{\Delta l}. \tag{81}$$

Ținînd seama că spectrul hidrodinamic a fost construit pentru căderea $h = 1$, cu notațiile din figura 7-120, panta piezometrică într-un tub de curent, limitat de două linii de curent și două linii echipotențiale vecine are expresia:

$$I_{med} = \frac{1}{n\Delta l}, \tag{82}$$

unde n este numărul de linii echipotențiale pe toată zona de infiltrație.

Viteza medie are expresia:

$$V_{med} = KI_{med} = \frac{K}{n\Delta l}. \tag{83}$$

Cunoscînd vitezele de-a lungul unei linii echipotențiale se poate determina q, debitul infiltrat:

$$q = \sum_{0}^{m} \frac{K}{n\Delta l} \Delta S, \tag{84}$$

unde m este numărul fișiilor dintre liniile de curent.

În cazul unei rețele pătrate ($\Delta l \approx \Delta S$):

$$q = \sum_{0}^{m} \frac{K}{n} = \frac{m}{n} K. \tag{85}$$

82. Fenomenul de sufozie

Fenomenele fizico-mecanice care pot avea loc în terenul de fundație sînt următoarele:

— sufozia terenului;

— afuierea terenului la piciorul aval al stăvilarului.

Cunoașterea și stăpînirea acestor fenomene este importantă, ele avînd influențe asupra siguranței construcției.

Sufozia terenului este caracteristică terenurilor necoezive și constă în deplasarea particulelor mici ale terenului sub acțiunea apei de infiltrație, ca și cum acestea s-ar găsi în suspensie de-a lungul firelor de curent. Prin antrenarea particulelor mici crește volumul porilor, deci permeabilitatea terenului, în consecință cresc vitezele de infiltrație și fenomenul de sufozie se intensifică. Datorită acestui fenomen se pot produce goluri mari în teren și tasări neuniforme ale fundației care periclitează siguranța construcției.

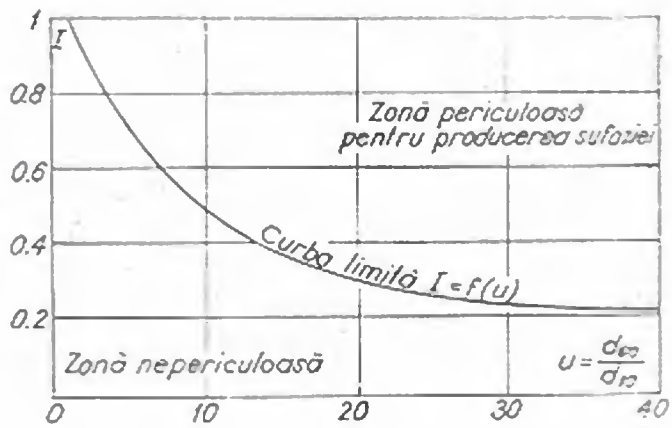


Fig. 7-121. Delimitarea zonelor periculoase pentru fenomenul de sufozie (după V. Istomina).

Fenomenul mecanic al sufoziei trebuie deosebit de sufozia chimică, care constă din dizolvarea în apa de infiltraţie a unor lentile de sare sau ghips, existente în terenul de fundaţie.

În fenomenul de sufozie un rol important îl joacă aerul din porii terenului şi gazele care se pot degaja în anumite condiţii din apă. Aerul şi gazele pot da naştere unor presiuni locale care modifică panta piezometrică şi deci vitezele de infiltraţie. Astfel, fenomenul de sufozie este foarte complex. El încetează uneori în mod spontan datorită colmatării golurilor dintre particulele mai mari de către particulele mai mici, antrenate din amonte de zona respectivă. La solurile coezive, argiloase, sufozia nu se poate produce, datorită forţelor de coeziune dintre particule.

Din cercetările făcute de *Istomina* [4] rezultă că gradienţii hidraulici (I) la care începe producerea sufoziei depind în mare măsură de neomogenitatea pământului $u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, aşa cum rezultă din graficul prezentat în figura 7-121. Se recomandă ca, faţă de valorile lui I obţinute din grafic, să se ia un coeficient de siguranţă de 1,5 ... 2,0 pentru gradientul hidraulic maxim admis, în vederea înlăturării fenomenului de sufozie.

83. Fenomenul de afuiere

Prin afuiere se înţelege erodarea unor zone de la suprafaţa terenului de fundaţie şi deplasarea materialului spre aval, datorită forţei de antrenare a curentului de infiltraţie. Zona cea mai periculoasă de afuiere este la piciorul aval al stăvilarului (sau al construcţiei de reţenţie), acolo unde curentul de infiltraţie iese la suprafaţă (punctul B, fig. 7-120).

Pentru determinarea vitezei de spălare — care produce afuierea — se fac pompaje din puţuri. O formulă astfel determinată pe cale experimentală este următoarea:

$$V_{sp} = \frac{\sqrt{K}}{15} \text{ (m/s)}, \tag{86}$$

unde K este coeficientul de permeabilitate, în m/s.

Formula este valabilă în cazurile în care la ieșirea din teren apa trece printr-un filtru invers. Față de această formulă se admite un coeficient de siguranță de 1,5 ... 2,0 atunci cînd se calculează vitezele efective din teren.

O metodă de determinare a gradientului hidraulic critic (I_{cr}) care produce afuierea este următoarea: se știe că în orice punct al terenului de fundație presiunea hidrodinamică pe unitatea de volum are expresia $p = \gamma I$, unde I este gradientul hidraulic în punctul considerat. Această presiune este tangentă la linia de curent care trece prin punctul respectiv. În zona biefului amonte ea este deci îndreptată de sus în jos, mărind stabilitatea terenului. În zona biefului aval ea are însă tendința de a ridica particulele.

Greutatea volumetrică a materialului cufundat în apă este:

$$\gamma_{submers} = \gamma_u - \gamma(1 - n), \tag{87}$$

unde:

γ_u — greutatea volumetrică a materialului uscat;
γ — greutatea volumetrică a apei;
n — porozitatea terenului.

Din egalarea expresiilor de mai sus rezultă valoarea gradientului critic:

$$I_{cr} = \frac{\gamma_u}{\gamma} - (1 - n). \tag{88}$$

În terenurile nisipoase-argiloase I_{cr} are valoarea 0,9 ... 1,3. În proiectare se recomandă admiterea unui coeficient de siguranță față de I_{cr} de 3 ... 4 pentru terenuri omogene bine studiate și de 5 ... 10 pentru terenuri cu condiții geotehnice grele, insuficient studiate. Gradientul hidraulic maxim apare la ieșirea apei în bieful aval, la capătul radierului.

84. Măsuri pentru reducerea infiltrațiilor

Măsurile constructive pentru reducerea infiltrațiilor prin terenul de fundație — pentru limitarea pierderilor de apă și a afuierilor — ca și pentru reducerea subpresiunilor, cuprind:

— alegerea conturului subteran optim al fundației;
— drenarea fundației.

Măsurile constructive necesare pentru a face ca un teren nestîncos să fie adecvat pentru fundația unui stăvilar sînt cu atît mai costisitoare cu cît crește înălțimea barajului. De aceea, înălțimea barajelor executate pe astfel de fundații este în mod practic limitată: circa 10 m pentru terenuri nestîncoase slabe și circa 20 m pentru terenuri nestîncoase rezistente și compacte.

Pentru reducerea infiltrațiilor este necesar să se micșoreze în mod corespunzător vitezele de infiltrație, adică gradienții de presiune. Cel mai bun mijloc îl constituie lungirea conturului subteran al fundației. Aceasta se poate realiza prin lungirea elementelor orizontale (radierul sau fundația propriu-zisă și anteradierul) sau prin prevederea unor elemente verticale (pinteni, palplanșe).

Pentru verificarea dimensiunilor geometrice ale conturului subteran se folosesc și metode empirice, stabilite printr-o practică îndelungată.

Formula lui *Bligh* recomandă ca:

$$L \geqslant CH, \tag{89}$$

unde:

L — lungimea conturului subteran egală cu suma tuturor porțiunilor orizontale, verticale și înclinate;
H — căderea între bieful amonte și aval;
C — un coeficient care variază între 4 și 8, funcție de natura terenului.

Formula lui *Lane* [4], dedusă pe baza studierii a 200 de baraje, ține seama că infiltrațiile de-a lungul suprafețelor verticale se produc mai greu decît pe cele orizontale; în consecință o lungime verticală a conturului subteran se echivalează cu o lungime orizontală de trei ori mai mare. Se consideră verticale porțiunile din conturul subteran al fundației cu o înclinare mai mare de 45°. Formula este următoarea:

$$L_0 \geqslant C_0 H, \tag{90}$$

în care: $L_0 = L_1 + \frac{1}{3} L_2$ lungimea echivalentă a conturului subteran;

L_1 — lungimea verticală;
L_2 — lungimea orizontală;
C_0 — coeficient care variază între 1,5 și 8,5, funcție de natura terenului.

Se recomandă formula *Lane*, care dă rezultate apropiate de realitate. Formula *Bligh* conduce la fundații cu contururi mai lungi.

85. Măsuri pentru reducerea subpresiunilor

Pe lîngă prevederea unui contur subteran adecvat al fundației, în majoritatea cazurilor se iau măsuri și pentru drenarea fundației. Aceasta are rolul de a reduce subpresiunile, iar în cazul terenurilor permeabile de a conduce pe drumuri precise debitul de infiltrație, în scopul limitării pericolului de afuiere. Drenarea se poate realiza principial în trei moduri (fig. 7-122).

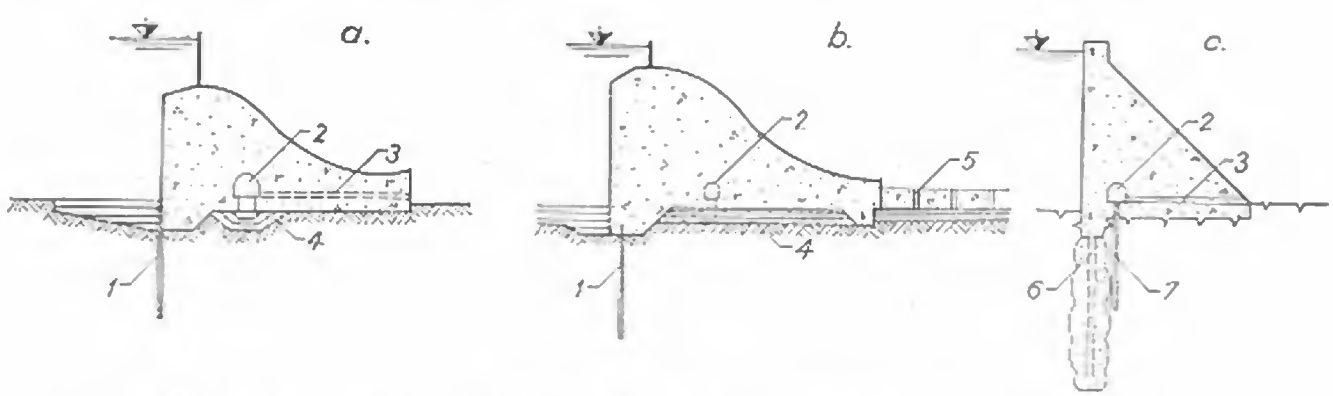


Fig. 7-122. Sisteme de drenaj executate sub fundația stăvilarelor:
a — cu filtre inverse și galerie de descărcare; *b* — cu covor de filtre; *c* — cu foraje de drenaj; *1* — palplanșe; *2* — galerie longitudinală; *3* — conductă transversală de descărcare; *4* — filtru invers; *5* — orificiu de drenaj; *6* — ecran de etanșare; *7* — foraj de drenaj.

Sistemul din figura 7-122, *a* prevede în fundația barajului o galerie longitudinală care comunică cu terenul de fundație și se descarcă spre aval prin conducte transversale.

Sistemul din figura 7-122, *b* prevede un strat drenant imediat sub fundația barajului, prin care apa infiltrată se scurge în mod direct în aval sau iese prin orificii de drenaj prevăzute în stratul de protecție din aval. Presiunea apei este controlată cu ajutorul unei galerii longitudinale, pusă în comunicație cu stratul drenant.

Sistemul din figura 7-122, *c* se folosește în cazul unor terenuri de fundație stîncoase și prevede un ecran de injecții în amonte și o serie de foraje în rocă pentru drenarea apei pe care o evacuează printr-o galerie longitudinală, cu descărcări transversale.

Drenarea fundației are și un efect defavorabil, conducînd la creșterea gradienților de presiune și deci a vitezelor de infiltrație. Ca urmare crește și pericolul de afuiere, fiind necesare măsuri speciale pentru prevenirea lor. Cea mai eficace măsură constă în prevederea unor filtre inverse, cu rolul de a împiedica ieșirea din teren a particulelor fine, în punctele unde apa de infiltrație iese din terenul de fundație. Modul de alcătuire al filtrelor inverse s-a prezentat la capitolul privind barajele de pămînt.

Cînd se constată că în exploatare se depășesc valorile subpresiunilor luate în calcul, se recomandă forarea unor tuburi de drenaj de 4 ... 6 cm diametru, cu rolul de a descărca fundația de subpresiune. Pozițiile cele mai indicate sînt: lîngă piciorul amonte al pilelor sub avantradier, sub creasta deversantă, la piciorul aval al pilelor, la capătul aval al rizbermelor, în aval de pereți, cînd se folosesc pereți de palplanșe.

În cazuri uzuale tuburile de drenaj se dispun cît mai uniform pe tot frontul stăvilarului, distanța între ele fiind de 2 ... 4 m.

§ 17. EXEMPLIFICĂRI

86. Generalități

În anul 1965 erau construite în România 18 stăvilare care după sistemul constructiv se clasificau astfel [15]:

— cu radier general 1
— cu pile independente 6
— cu cuve clasice 7
— cu cuve cu prag..... 4.

În privința terenului de fundație al celor 18 stăvilare, statistica arată astfel:

— stăvilare fundate pe terenuri tari 4
— stăvilare fundate pe terenuri sedimentare moi 6
— stăvilare fundate pe terenuri aluvionare ..... 8.

Aceste lucrări au fost executate în special după anul 1950, cu ocazia punerii în aplicare a planurilor de electrificare. Se menționează în acest sens *amenajarea rîului Bistrița* (stăvilarele: Pîngărați, Vaduri, Piatra Neamț, Roznov, Racova,

Gîrleni, Bacău I, Bacău II), *amenajarea riului Argeș*, la care se lucrează și în prezent (stăvilarele: Oiești, Cerbureni, Curtea de Argeș, Valea Iașului, Zigoneni, Vilcele, Bascov, Pitești etc.). Tot în scopuri de derivare sau acumulare au fost construite stăvilarele de pe rîurile *Jiu* (Işalnița), *Jiul de Vest* (Paroșeni), *Prahova* (Nedelea) *Criș* (Oradea), *Tîrnava* (Tîrnăveni), *Tazlău* (Belci), *Mureș* (Luduș), *Ialomița* (Doicești) etc.

În perspectiva următorilor 15 ani sînt prevăzute a fi construite pe riurile noastre (*Olt*, *Siret* etc.) încă 50 ... 60 de stăvilare noi, în vederea asigurării unor folosințe complexe pentru economia națională.

Mai departe se prezintă cîteva din lucrările cele mai reprezentative, construite pînă în prezent la noi sau în alte țări.

87. Barajul Belci

Acest baraj a fost construit pe rîul Tazlău în vederea realizării unei acumulări pentru folosințe industriale.

În amplasament predomină marne slab argiloase impermeabile, gresii, tufuri dacitice și șisturi, dispuse în straturi înclinate spre aval. Roca de bază este acoperită în albie cu un strat de aluviuni de 2 ... 4 m grosime. Sistemul constructiv ales a fost în formă de cuvă, pentru a asigura funcționarea stavilelor în eventualitatea unor tasări.

Stăvilarul este de tipul descărcător mixt, prevăzut cu goliri de fund și clapete la coronament (fig. 7-123). Față de barajul deversor de greutate, acesta prezintă avantaje de natură funcțională și economică, avînd o capacitate mare de evacuare a aluviunilor și de reglare a nivelului retenției.

Corpul stăvilarului este alcătuit din patru cîmpuri deversoare de 11 m deschidere fiecare, cu profil practic, avînd la toate cîmpurile stavile clapetă de 2,50 m înălțime. Cele două cîmpuri centrale au și goliri de fund, prevăzute cu stavile segment de 2,50 m înălțime.

Profilul deversorului, executat din beton armat, are o grosime constantă de 80 cm. La cîmpurile marginale este încastrat lateral în pile și jos în radier, iar la cîmpurile centrale este încastrat lateral și liber jos pentru golirile de fund.

Pilele s-au fundat pe rocă, iar radierul cuvei s-a fundat pe balast. În amonte s-a prevăzut un pinten încastrat în roca sănătoasă. Pilele au grosimea de 3,50 m (2 × 1,75), rezultată din condiția de a se putea amplasa în interior camerele mecanismelor de acționare ale stavilelor. Radierul cuvei are grosimea de 1,75 m, prevăzută cu vute în zona de încastrare în pile. Consumul mediu de oțel a fost de 61 kg la m^3 de beton.

88. Barajul Pîngărați

Acest baraj (fig. 7-124) creează un lac tampon pentru a capta bazinul aval de barajul Izvorul Muntelui și pentru realizarea unei centrale de vîrf, cu elasticitate în funcționare.

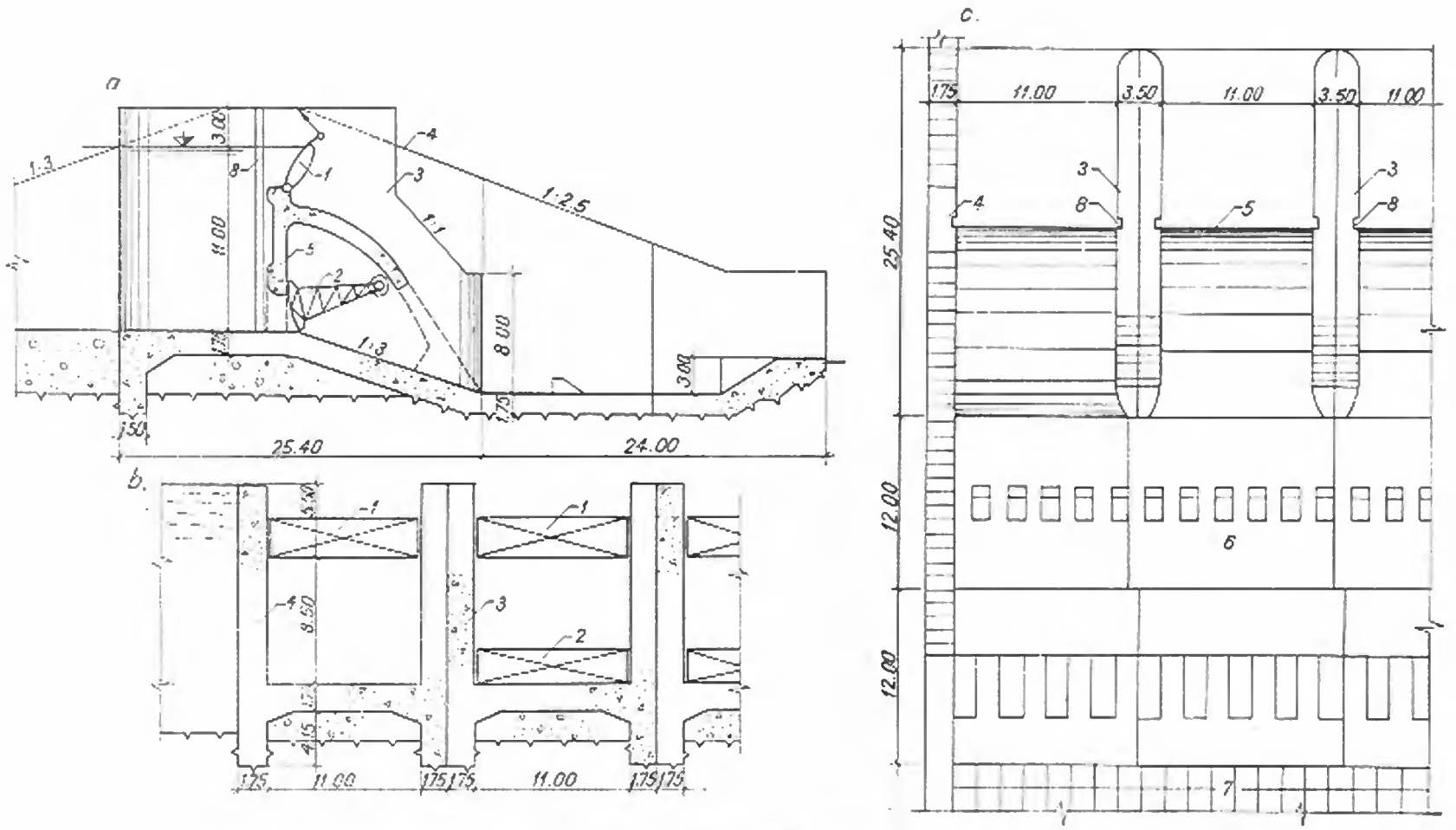


Fig. 7-123. Barajul Belci:

a — secțiune transversală; *b* — secțiune longitudinală; *c* — vedere în plan; *1* — stavile clapetă 4 × 11 × 2,50 m; *2* — stavile segment 2 × 11 × 2,50 m; *3* — pile; *4* — culee; *5* — timpan; *6* — disipator de energie; *7* — rizbermă; *8* — nișă batardou.

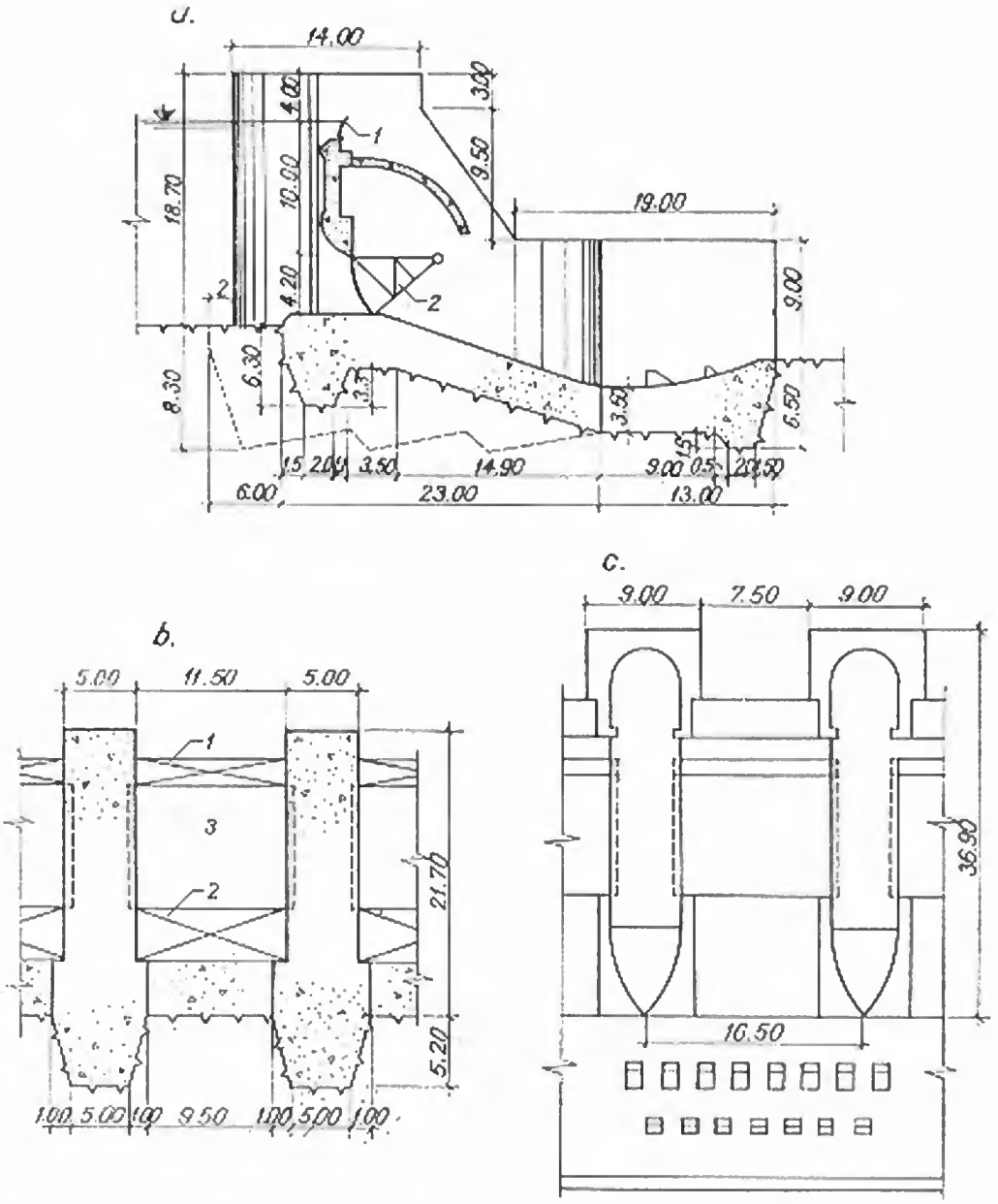


Fig. 7-124. Barajul Pîngăraţi:
a — secţiune transversală; *b* — secţiune longitudinală; *c* — vedere în plan; *1* — clapetă 11,50 × 1,60 m; *2* — vană segment 11,50 × 4,20 m; *3* — timpan.

Roca de bază este constituită din marno-calcare, marno-argile şi gresii calcaroase sub formă de straturi alternate, dispuse cu o înclinare mică faţă de orizontală. Roca are un caracter stîncos şi este practic incompresibilă.

Sistemul constructiv ales a fost cu pile independente. Corpul deversor este alcătuit din 3 cîmpuri de 11,50 m fiecare, fiind echipat cu o clapetă la coronament de 11,50 × 1,60 m şi o stavilă segment la golirea de fund de 11,50 × 4,20 m.

Pilele, din beton simplu, avînd grosimea de 5 m, lungimea de 29 m şi înălţimea de 27 m, s-au turnat în lamele de 15 × 5 × 2,50 m. Radierul are o grosime

medie de 3 m. Este armat numai în zona pintenului și are o plasă de armătură la suprafață în zona betonului de uzură. Rostul pilă-radier este șicanat, în vederea conlucrării la alunecare.

Corpul deversorului este alcătuit dintr-un timpan de beton armat de 11,50 × 4,20 m și o placă cu profil parabolic, care constituie partea deversantă. Aceste elemente sînt simplu rezemate în pile, în nișe adînci de 70 cm, unde s-au prevăzut etanșări cu tolă de cupru și injecții de ciment. Consumul mediu de oțel a fost de 22 kg la m^3 de beton.

89. Barajul Racova

Acest baraj (fig. 7-125) face parte din amenajarea hidroenergetică a Bistriței.

Roca de bază alcătuită din marne vinete sarmațiene cu sare și ghips, se găsește la o adîncime de 4,5 ... 6,5 m. Deasupra ei se află un strat aluvionar, alcătuit din balast.

Cota de fundare a stăvilarului este de minimum 3 m în rocă. Existînd pericolul unor tasări inegale, sistemul constructiv ales este de tip cuvă cu corp deversor masiv (cuvă cu prag înalt). Frontul deversor este alcătuit din 4 cîmpuri de 16 m deschidere, echipate cu stavile segment de 16 × 5 m. Profilul deversant este eliptic,

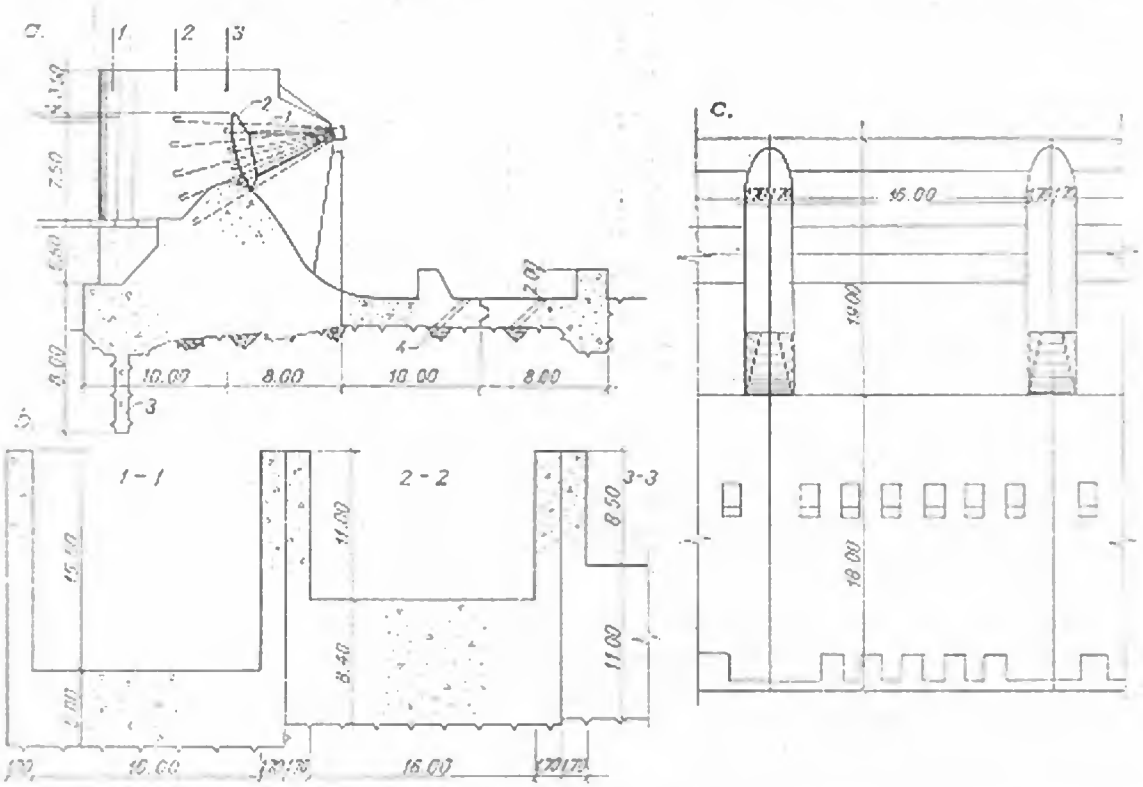


Fig. 7-125. Barajul Racova:

a — secțiune transversală; *b* — secțiuni longitudinale; *c* — vedere în plan; *1* — stavilă segment 4 × 11,50 × 5,00 m; *2* — armătură de ancorare; *3* — pinten de beton; *4* — drenuri.

cu scurgerea vacuumatică. Sub corpul deversor s-au prevăzut şanţuri drenante pentru reducerea subpresiunilor, iar la piciorul amonte a fost executat un pinten de beton de 2 ... 4 m adîncime, care lungeşte drumul de infiltraţie.

Semipilele de 1,70 m grosime, de 8,30 m înălţime de la creasta deversorului şi 17,00 m lungime au rosturile dintre ele etanşate cu tolă de cupru, bitum şi carton bitumat. Semipilele preiau împingerile transmise de lagărele stavilelor, prin intermediul unor ancoraje de oţel-beton.

Armarea semipilelor s-a făcut considerîndu-le încastrate în corpul deversor, iar corpul deversor a fost armat constructiv. Consumul mediu de oţel a fost de 37 kg la m^3 de beton.

90. Barajul Işalniţa

Acest baraj (fig. 7-126) a fost construit pentru alimentarea cu apă a termocentralei Craiova. Debitul captat este de 25 m^3/s.

Terenul de fundaţie este alcătuit din nisip argilos, alternînd cu nisip grosier şi cu pietriş. Roca de bază este marnă.

Sistemul constructiv este de tip cuvă clasică. Stăvilarul are 6 deschideri curente, echipate cu stavile segment 6 × 16 × 5 m şi o deschidere de spălare de 10 × 5,50 m. Pilele, secţionate prin rosturi verticale, au grosimea de 2 × 1,50 = 3,00 m. Rosturile sînt etanşate cu tolă de cupru de 1,5 mm grosime.

Radierul este de forma unei plăci cu grosimea de 1,80 m, prevăzută cu pinteni amonte şi aval. Pintenii sînt încastraţi în roca de bază în vederea măririi etanşeităţii

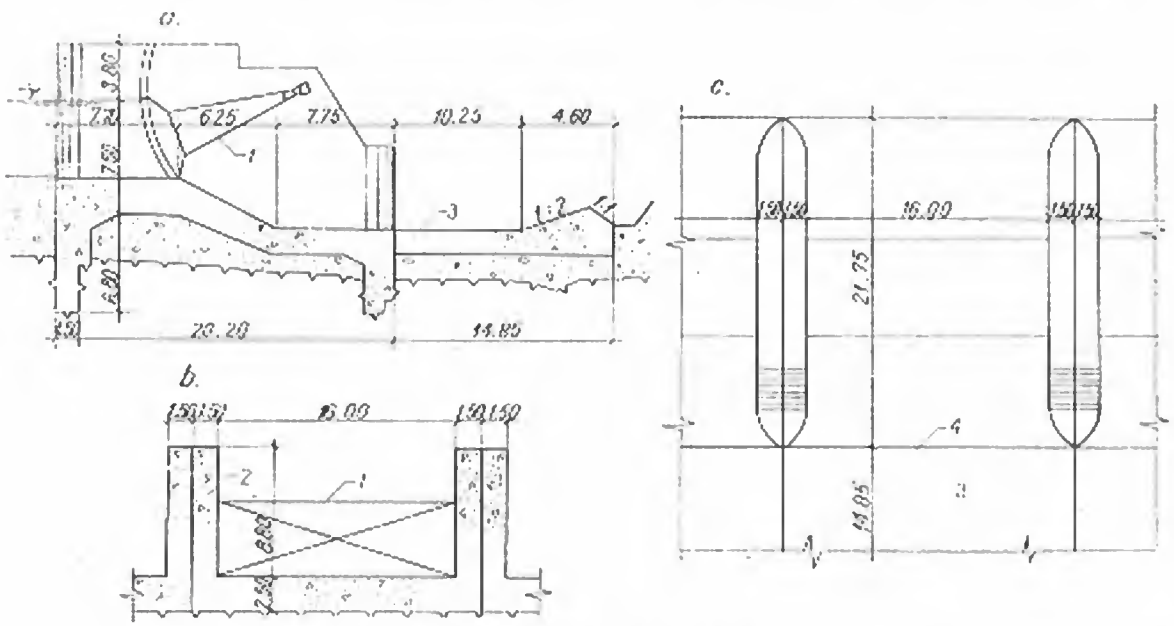


Fig. 7-126. Barajul Işalniţa:

a — secţiune transversală; *b* secţiune longitudinală; *c* — vedere în plan; *1* — stavilă segment; *2* — cuvă; *3* — disipator de energie; *4* — rosturi.

și a stabilității la alunecare. Pentru micșorarea subpresiunilor s-au prevăzut tuburi drenante în pintenul aval și în zona înclinată a radierului. Consumul mediu de oțel pe lucrare a fost de 60 kg la m^3 de beton.

91. Barajul Ogrezeni

Stăvilarul *Ogrezeni* de pe rîul Argeș (fig. 7-127) a fost construit pentru captarea unui debit de 8 m^3/s necesar alimentării cu apă a orașului București.

În amplasament terenul de fundație este alcătuit din aluviuni (nisip, pietriș, bolovani), apoi un strat de argilă cu grosimea variind între 2,00 și 4,00 m, sub care se găsesc straturi nisipoase.

Sistemul constructiv este de tipul cu pile independente, unde sarcinile preluate de pile și de radier sînt transmise terenului prin intermediul unor piloți *Wolfsholz*. Amenajarea are un front de retenție alcătuit dintr-un baraj fix de beton, deversant, lung de 49,10 m, situat spre malul drept, care se continuă cu stăvilarul. Acesta este compus din 6 deschideri de cîte 26 m, fiecare deschidere fiind echipată cu 2 stavile clapetă de 13,00 × 2,00 m. La malul stîng sînt 3 deschideri de spălare închise cu stavile plane.

Pilele au grosimea de 4 m, înălțimea de 8,20 m și lungimea de 14,00 m. Radierul are grosimea de 2,50 m și este fundat pe nisip și pietriș. În amonte și în aval radierul este prevăzut cu pinteni, fundați tot pe piloți *Wolfsholz*.

După 10 ani de funcționare normală, la una din pilele situate lîngă deschiderile de spălare a apărut o fisură din cauza fenomenului de sufozie. Soluția de remediere a constat din consolidarea terenului de sub pilă prin injecții cu ciment, precum și din refacerea perdelei de etanșare din amonte.

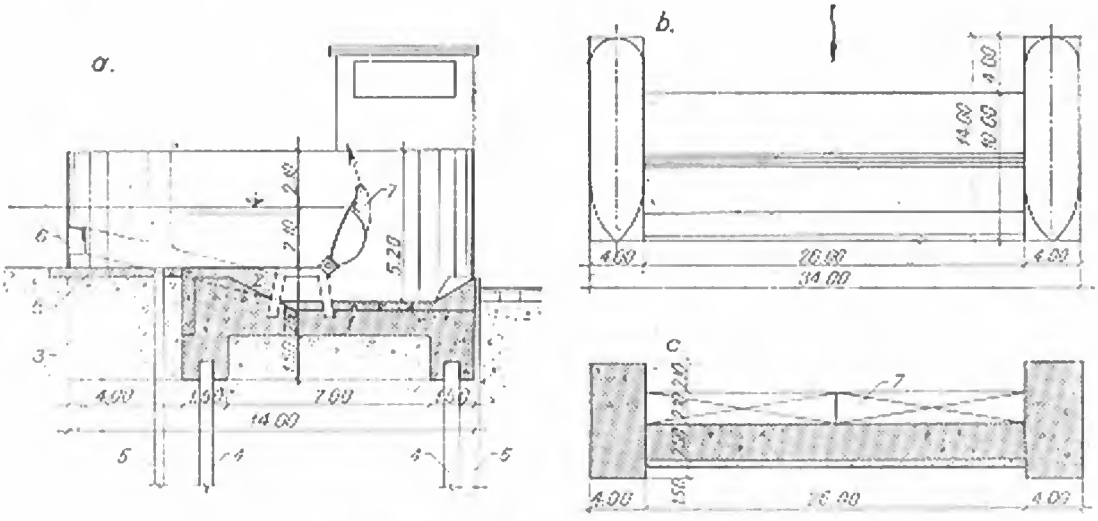


Fig. 7-127. Barajul Ogrezeni:

a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *c* — secțiune longitudinală; *1* — radier; *2* — beton de uzură; *3* — linie fundație pile; *4* — piloți Wolfsholz; *5* — palplanșe metalice; *6* — priză canal spălare; *7* — 2 două clapete gemene 13,00 × 2,00 m; *8* — placă etanșă.

92. Barajul Bilciurești

Amenajarea Bilciurești a fost construită în anul 1936 pentru derivarea unui debit maxim de 15 m³/s (mediu 3 m³/s) din rîul Ialomița în rîul Colentina, pentru împrospătarea apei lacurilor din zona Bucureștiului.

Barajul este alcătuit dintr-o parte fixă, compusă dintr-un deversor placat cu moloane de piatră și o parte mobilă, echipată cu 2 stavile cilindrice (fig. 7-128).

Stavilele cilindrice au diametrul de 2 m și sînt prevăzute la partea inferioară cu un cioc, care permite crearea unei înălțimi de retenție de 2,50 m. Lungimea unei stavile cilindrice este de 25 m, din care lumina deschiderii este de 24 m. Ele se manevrează de la un singur capăt.

Etanșeitatea de fund și laterală a stavilelor cilindrice este realizată prin grinzi din lemn de stejar. Pierderile de apă prin etanșări, constatate în exploatare, au fost în jur de 2 l/s.m, ceea ce se înscrie în limitele admisibile.

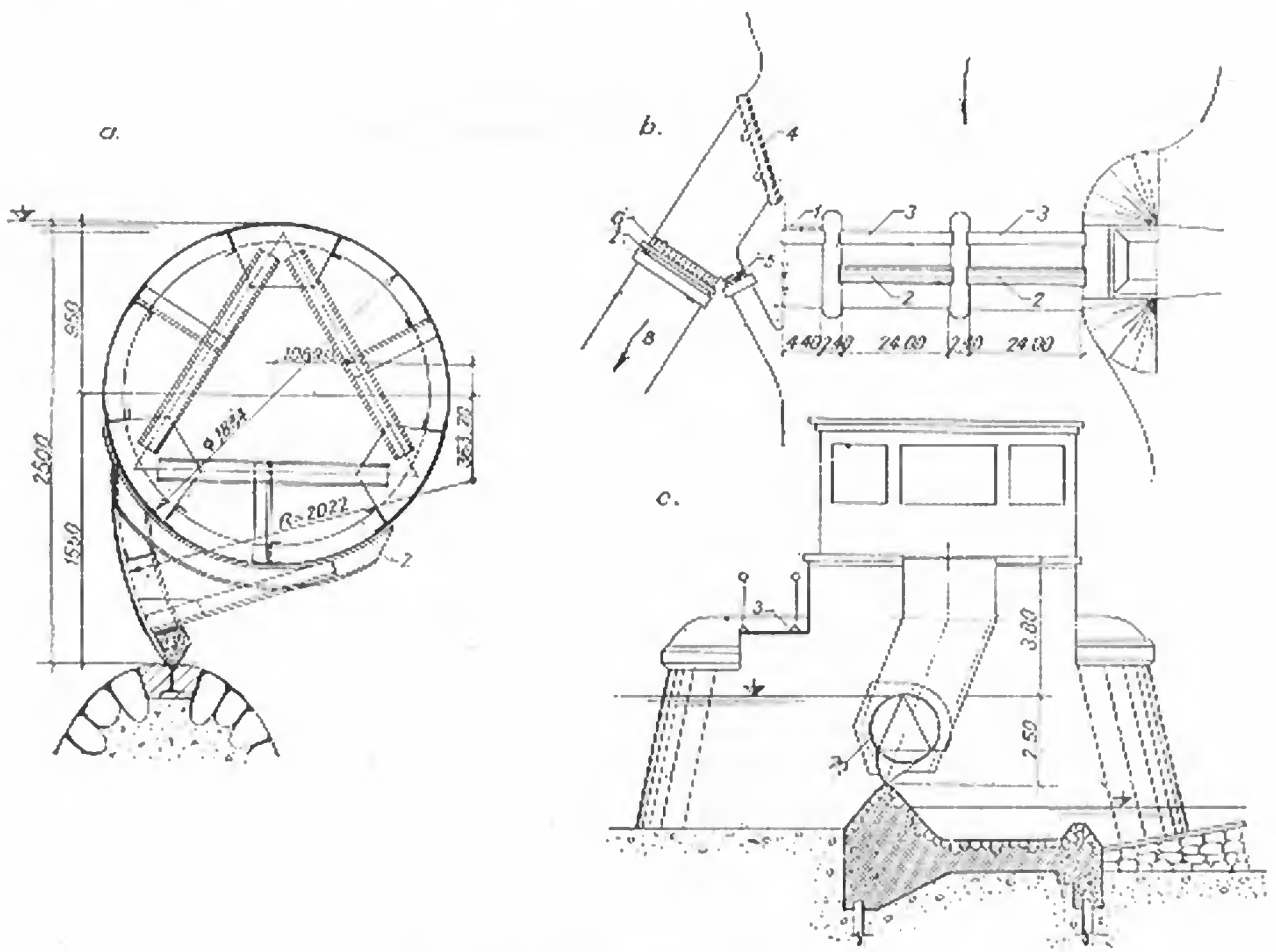


Fig. 7-128. Barajul Bilciurești:

a — secțiune transversală prin stavila cilindrică; *b* — plan de situație; *c* — secțiune transversală; *1* — două vane de spălare; *2* — stavile cilindrice; *3* — pasarelă; *4* — grătar rar; *5* — vană de spălare; *6* — grătar fin; *7* — stavile de admisie; *8* — canal de derivație.

93. Barajul Volgograd

Barajul deversor construit pentru uzina hidroelectrică Volgograd (P_i = 2 563 000 kW) este fundat pe nisipuri cu granulație fină, cu lentile de roci ușor erodabile însă puțin permeabile (fig. 7-129).

Sistemul constructiv ales este de tipul cuvă dublă, prevăzîndu-se rosturi din două în două deschideri (52 m). Barajul are în total 27 cîmpuri deversoare a 20 m fiecare. Partea deversantă are un anteradier prevăzut cu palplanșe, duse pînă la stratul impermeabil, iar în aval este prevăzut un disipator. Deversorul are evidări, ceea ce a permis o economie de 1 500 m³ beton pe fiecare deschidere.

94. Barajul Donzère-Mondragon

Acest baraj (fig. 7-130) reprezintă una din realizările remarcabile ale hidrotehnicii franceze după cel de-al doilea război mondial [14]. Face parte din schema generală de amenajare a Ronului în scopuri energetice, de navigație și de irigații. Schema prevede realizarea pe Ron a circa 25 baraje, cele mai importante fiind: *Donzère-Mondragon*, *Montèlimar*, *Baix-le Logis Neuf* etc.

Sistemul constructiv este de tipul cu pile independente. Barajul are o înălțime de 26 m, cu deschideri echipate cu stavile segment, prevăzute cu clapete la partea

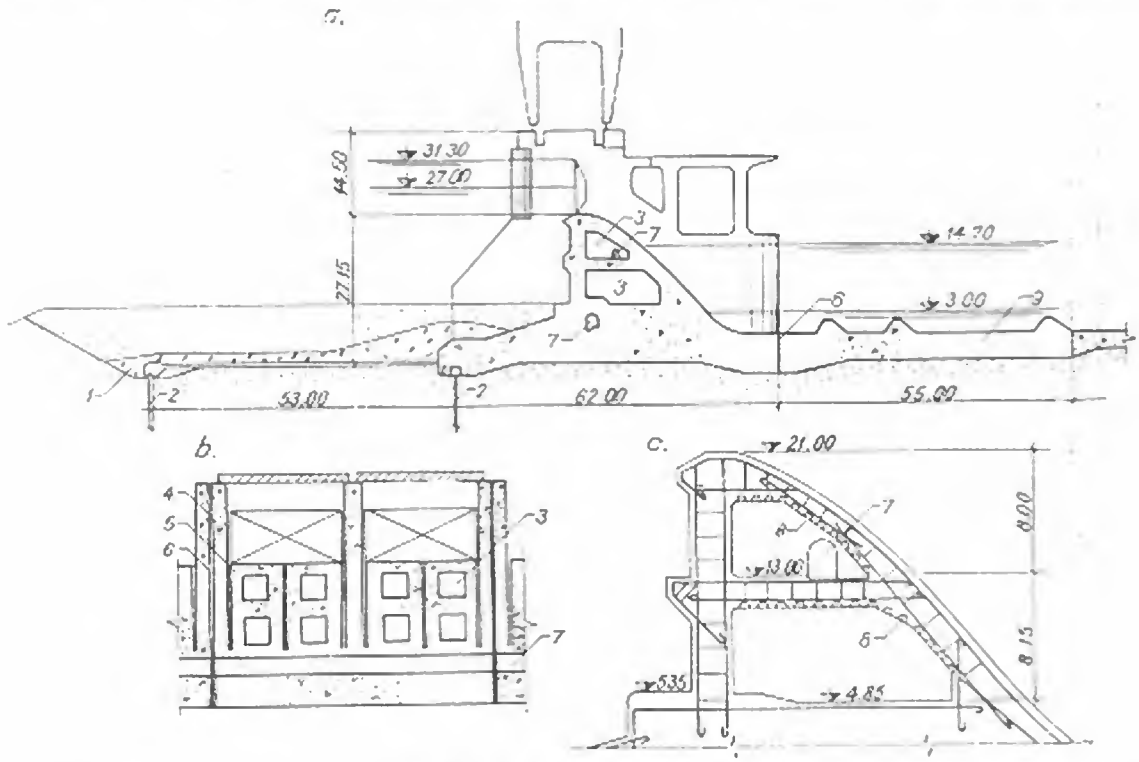


Fig. 7-129. Barajul Volgograd:

a — secțiune transversală; *b* — secțiune longitudinală; *c* — armarea deversorului; *1* — anteradier din argilă; *2* — palplanșe; *3* — goluri; *4* — pilă; *5* — rost de dilatație; *6* — rost de tasare; *7* — galerie; *8* — cofraj prefabricat; *9* — disipator de energie.

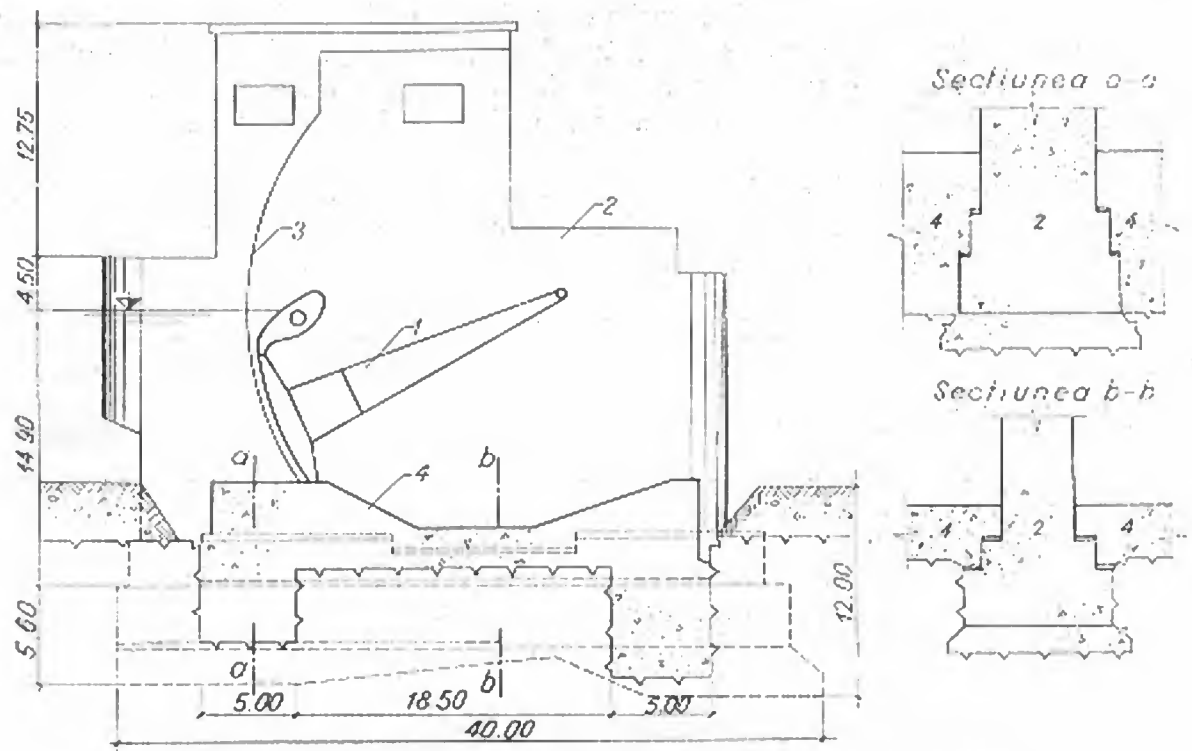


Fig. 7-130. Secțiune transversală prin barajul Donzère-Mondragon:
1 — stavile segment cu clapetă 45 × 9 m; *2* — pilă; *3* — nișă; *4* — radier.

superioară. Stavilele, în număr de 6, au dimensiuni remarcabile (45 × 9 m) și transmit pilelor o sarcină de 2 × 1 000 = 2 000 t.

O soluție interesantă s-a aplicat la rosturile dintre pile și radier care s-au realizat în trepte (fig. 7-130). Etanșarea suprafețelor orizontale ale rosturilor s-a făcut cu cauciuc gros de 3 cm, așezat între două straturi de carton gudronat, iar pentru suprafețele verticale s-a folosit carton gudronat între straturi de bitum.

§ 18. CONSIDERAȚII TEHNICO-ECONOMICE

95. Considerații geologice și hidrologice

Condițiile geologice și hidrologice ale unui amplasament influențează în mod hotărîtor soluția constructivă. Coeficienții geotehnici ai rocilor (capacitate portantă, compresibilitate, coeficienți de frecare), ca și proprietățile lor privind stratificația, omogenitatea, stabilitatea lor la apă și aer, sînt elemente determinante în ce privește sistemul constructiv ce urmează a fi adoptat, ca și dimensiunile sale.

Rocile stîncoase tari — cu rezistențe la compresiune ridicate, coeficienți de frecare statică mari și practic incompresibile — permit adoptarea sistemului constructiv de tip cu pile independente. Soluția este economică, deoarece pilele și radierele nu se armează sau se armează local în acest caz.

În această categorie de roci, șisturile cristaline și rocile sedimentare pot ridica atît problema alunecărilor sub sarcină în planurile de separație cît și problema infiltrațiilor. În aceste cazuri, prin ecrane de etanșare se micșorează infiltrațiile și în același timp se îmbunătățesc condițiile de stabilitate la alunecare prin reducerea subpresiunilor.

În cazul rocilor tari, celelalte sisteme constructive (radier general, cuve) sînt mai puțin economice și nu se aplică decît atunci cînd condițiile de microgeologie a amplasamentului (punți de balast, discontinuități) le impun.

Rocile sedimentare moi, reprezentate de roci argiloase (șisturi argiloase, argile silicioase, marne, argile), de calcare silicioase și de nisipuri sarmațiene se caracterizează prin coeficienți geotehnici medii. Rocile argiloase prezintă avantajul impermeabilității.

Caracteristic acestor roci este pericolul de alunecare al construcțiilor fundate pe ele, aceasta în special datorită alterării rocilor în contact cu aerul și apa. Ca urmare, se recomandă ca imediat după dezvelirea rocii prin excavații, să se protejeze suprafața ei cu un strat de beton de egalizare, sau torcret.

Rocile sedimentare moi fiind în general compresibile, se tasează sub acțiunea încărcărilor construcției. Datorită caracterului lor eterogen tasările pot fi inegale, ceea ce conduce în cele mai multe cazuri la aplicarea sistemului de tip cuvă.

Terenurile aluvionare alcătuite din balasturi, pietrișuri, nisipuri, se caracterizează în general prin permeabilitate ridicată, în consecință prin infiltrații și subpresiuni mari și prin pericolul de apariție a fenomenului de sufozie. În aceste cazuri se iau măsuri pentru îmbunătățirea calităților terenului de fundație, care pot merge pînă la înlocuirea unor straturi de teren necorespunzătoare (de exemplu la fundația barajului *Kuibîșev* — U.R.S.S.).

În cazul unor terenuri aluvionare cu structuri eterogene, sistemul de tip cuvă oferă o siguranță mai mare, avînd și avantajul unor volume de excavații mai mici.

În cazul aplicării sistemului cu pile independente în terenuri aluvionare, pilele se fundează la adîncimi mai mari, pe roci mai rezistente, eventual prin folosirea chesoanelor. Cînd fundația pilelor se oprește în aluviuni, pentru micșorarea infiltrațiilor și prevenirea sufoziei, se bat palplanșe la o adîncime suficientă care să lungească drumul infiltrațiilor.

96. Criterii pentru alegerea tipului de stavilă

O problemă importantă la proiectarea unui stăvilar este constituită de alegerea tipului de stavilă. Principalele criterii pentru alegerea tipului de stavilă sînt cele care se arată mai departe.

Criterii funcționale: evacuarea corpurilor plutitoare și a gheții, evacuarea aluviunilor, evacuarea debitelor de viitură, reglarea nivelului amonte, automatizarea, condițiile de funcționare iarna.

Criterii economice: greutatea corpului stavilei și a mecanismelor, influența tipului de stavilă asupra costului părții de construcție a stăvilarului.

Din punctul de vedere al posibilităților de evacuare a corpurilor plutitoare și a gheții precum și a reglării nivelului amonte, mai avantajoase sînt stavilele de

tip coborîtor (clapete, sector, ferme hidraulice). La stavilele de tip ridicător este necesar să se prevadă o clapetă auxiliară la partea superioară, o stavilă dublă sau dispozitive speciale care să permită coborîrea parţială a stavilei.

Pentru evacuarea aluviunilor sînt favorabile stavilele ridicătoare, care permit evacuarea aluviunilor printr-o ridicare parţială. La stavilele coborîtoare, evacuarea aluviunilor este posibilă numai prin coborîrea lor completă, ceea ce comportă pierderi însemnate de apă. În cazul clapetelor pe radiere joase, sînt necesare dispozitive speciale de spălare a zonei din aval, pentru a se evita formarea de depozite aluvionare care ar împiedica coborîrea completă a clapetelor. În cazul stavilelor sector şi ferme hidraulice, este necesar să se prevadă instalaţii de spălare a depunerilor din camera de presiune.

În ce priveşte evacuarea debitelor de viitură, mai avantajoase sînt stavilele care permit adoptarea de deschideri mari (cilindrice, sector, clapete, ferme hidraulice), reducîndu-se numărul pilelor şi deci al contracţiilor laterale. Important este şi profilul suprafeţei deversoare, de care depinde coeficientul de debit. În acest sens sînt favorabile clapetele şi stavilele sector de tip tambur, care pot fi încadrate într-un profil deversant avantajos. Fermele hidraulice şi stavilele sector cu axa de rotaţie în aval sînt dezavantajoase, deoarece ele formează prin coborîre un deversor cu prag lat.

În problema automatizării, orice tip de stavilă poate avea o funcţionare automatizată pe cale electrică, motoarele fiind puse în funcţiune printr-un contact comandat de un flotor. Mai raţionale sînt însă stavilele automatizate pe cale hidraulică, ca stavilele sector, fermele hidraulice, clapetele echilibrate.

Condiţiile de funcţionare în timpul iernii reprezintă un criteriu important în cazul rîurilor cu regim sever de iarnă. Cele mai mari neajunsuri le manifestă stavilele plane, la care pot îngheţa rolele de rezemare. Sensibile la îngheţ sînt şi stavilele ferme hidraulice. Stavilele cilindrice, care au o rezistenţă deosebită la şocurile datorite sloiurilor de gheaţă sau plutitorilor, sînt cele mai avantajoase.

Din punctul de vedere al greutăţii corpului stavilei cele mai uşoare sînt clapetele şi stavilele segment, iar cele mai grele sînt stavilele cilindrice şi stavilele sector. Cele mai reduse forţe de ridicare le necesită stavilele segment. Stavilele sector, ferme hidraulice şi clapete echilibrate nu comportă nici un fel de mecanisme de ridicare, fiind automatizate hidraulic.

Tipul de stavilă are o influenţă importantă asupra părţii de construcţie a stăvilarului. Stavilele plane necesită pilele cele mai înalte, pentru a putea fi ridicate şi pilele cele mai groase, pentru a cuprinde nişele laterale. Stavilele segment necesită pile de lungime mai mare decît alte tipuri. Stavilele sector şi ferme hidraulice necesită un volum mai mare de infrastructură, pentru a se putea cuprinde nişa pentru camera de presiune.

O influenţă foarte mare asupra economicităţii stavilei are şi raportul $\frac{H}{L} = \frac{\text{înălţimea stavilei}}{\text{lungimea stavilei}}$. La stavilele lungi şi puţin înalte se ajunge de multe ori la folosirea incompletă a materialului din grinzile principale de rezistenţă. Studiile făcute la I.S.P.H. [15] au arătat că la stavilele segment raportul optim H/L tinde către 1 sau devine chiar supraunitar.

97. Considerații constructive și economice

În privința alcătuirii de ansamblu a stăvilarelor (înălțime, lungime, număr de deschideri) în practica mondială există două tendințe:

— o tendință spre deschideri mari și stavile puține, aplicată în special în Franța și Germania;

— o tendință spre deschideri multe și mici, aplicată în U.R.S.S. și S.U.A.

Factorii care conduc la adoptarea unor deschideri mici sînt următorii:

— micșorarea pericolului de inundare a zonei amonte cînd este blocată o deschidere;

— scăderea prețului batardourilor cu cît numărul deschiderilor este mai mare;

— la sistemul cu cuve, deschiderea acestora determină momentele încovoietoare în cîmp; calculele efectuate arată că, pentru înălțimi mici ale semipilelor (4 ... 5 m), limita rațională a deschiderilor este de circa 15 m în condițiile din țara noastră.

Factorii care conduc la adoptarea unor deschideri mari sînt următorii:

— la sistemul cu pile independente, dificultățile de fundare a pilelor și costul lor cer micșorarea numărului de deschideri;

— necesitatea de evacuare a plutitorilor impune o deschidere minimă, în condițiile țării noastre în jur de 10 ... 12 m;

— pentru o mai bună curgere hidraulică este recomandabil ca numărul pilelor să fie cît mai mic.

O altă problemă este reprezentată de modul cum se realizează înălțimea de retenție în cadrul deschiderii alese:

— prin stavile de suprafață;

— prin praguri și stavile de suprafață;

— prin stavile de fund, timpane de beton armat și stavile de suprafață.

Și în acest domeniu se remarcă două tendințe pe plan mondial: stăvilarele din S.U.A. sînt aproape în exclusivitate realizate dintr-un prag înalt și o parte mobilă cît mai mică, în timp ce la stăvilarele din Europa apuseană înălțimea de retenție se realizează de regulă prin stavile de suprafață mari.

De remarcat sistemul de evacuare combinat din descărcători de suprafață și de fund, separați printr-un timpan de beton armat, care prezintă avantaje de natură funcțională, hidraulică și economică față de celelalte tipuri: au capacitate mare de evacuare a aluviunilor și a debitelor de viitură, fac posibilă reglarea fină a nivelului cu stavilele de coronament, disipează în mod avantajos energia apei evacuate.

În diagramele din figurile 7-131 și 7-132 se prezintă rezultatele unor calcule referitoare la problemele menționate mai înainte, efectuate la I.S.P.H. Diagramele reprezintă variația costului echipamentului mecanic și al părții de construcție a unui stăvilar, în următoarele ipoteze:

— se păstrează constantă înălțimea stavilei și a corpului deversor și se variază numărul deschiderilor în cadrul unei deschideri totale determinate, capabile să evacueze debitul considerat;

— se păstrează constant numărul deschiderilor și se variază lungimea acestora și înălțimea stavilei și a corpului deversor, în vederea evacuării aceluiași debit.

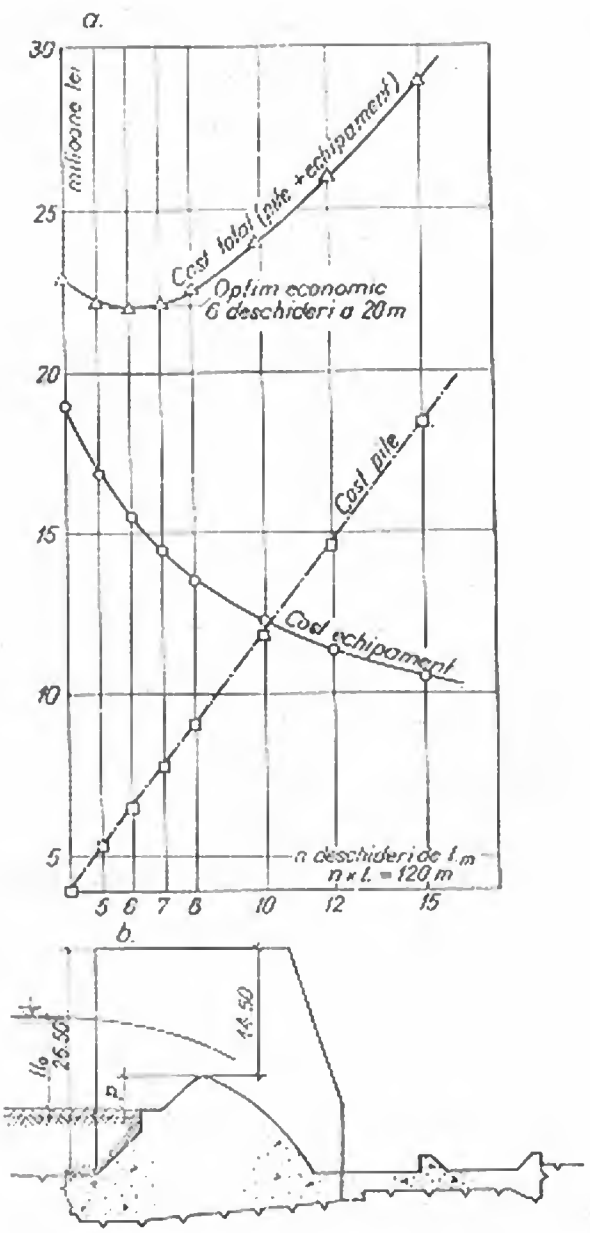


Fig. 7-131. Studiul tehnico-economic al stăvilarelor:
a — variația costului cu numărul deschiderilor; *b* — secțiune tip Olt-aval.

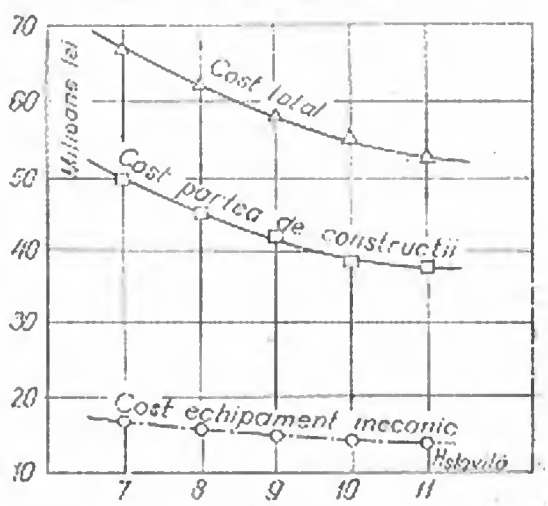


Fig. 7-132. Variația costului cu înălțimea stavilei la un baraj de tip Olt-aval.

Din diagrama din figura 7-131, care se referă la un stăvilar de tipul *Olt-aval*, se observă că în vreme ce costul echipamentului scade pentru deschiderile mici, costul betonului din pile crește cu numărul acestora (costul corpului deversor fiind același în toate variantele, nu s-a luat în considerare). Costul total indică un optim economic, care în cazul respectiv este de 6 deschideri de 20 m.

În diagrama din figura 7-132, care se referă tot la un stăvilar de tip *Olt-aval*, costul echipamentului mecanic a fost calculat în 5 variante de stavile cu înălțimi diferite ($H = 7 \ldots 11$ m), la care cele 6 deschideri variază corespunzător de la 25,40 la 14,50 m și sînt capabile să evacueze un debit de 5 100 m^3/s. La partea de construcție s-a evaluat costul betonului din pile, deversor și disipator, precum și al excavațiilor în rocă și aluviuni.

Se observă că prețul părții de construcție scade cu creșterea înălțimii stavilei, datorită faptului că volumul de beton din corpul deversor se micșorează prin reducerea frontului și a înălțimii pragului. Costul echipamentului mecanic este de asemenea descrescător, întrucît stavilele cu raportul mare sînt mai economice, utilizînd mai bine metalul.

Din experiența lucrărilor de acest gen, proiectate și executate în țara noastră pînă în prezent, reiese că în condițiile rîurilor noastre numărul deschiderilor este indicat să fie de cel puțin 3.

BIBLIOGRAFIE

1. Schoklitsch, A. *Der Wasserbau.* vol. II. Berlin, 1950—1952.
2. Press, H. *Stauanlagen und Wasserkraftwerke* II Teil: Wehre. Berlin, 1954.
3. Kulka, H. *Der Eisenwasserbau* Band I Theorie und Konstruktion der beweglichenWehre. Berlin, 1928.
4. Grișin, M. *Construcții Hidrotehnice* (trad. din limba rusă). București, 1959.
5. Pavel, D., Zarea, Șt. *Turbine hidraulice și echipamente hidroenergetice.* București, 1968.
6. Beleș, I. *Contribuții la calculul spațial al stavilelor plane* (tezã de doctorat I.C.B.). București, 1972.
7. * * * Travaux, no. 1 — 1951, no. 5, 7 — 1961, no. 6, 10 — 1970.
8. Berezinski, A. R. *Construcția părții superioare a barajelor* (în limba rusă) Moscova, 1959.
9. Creager, W., Justin, I., Hinds, I. *Engineering for dams.* New York, 1960.
10. Peilert, F. W. *Die Konstruktive Durchbildung von Wehranlagen mit Mechanischen Antrieb* Berlin, 1955.
11. * * * Bauingenieur. 8 — 1953, 4 — 1970.
12. Kollbrunner, C. F., Haydin, N. *Beitrag zur Berechnung von Stauwehrklappen.* Zürich, 1961.
13. Colectiv sovietic. *Îndreptar de hidrotehnicã* (în limba rusă). Moscova, 1955.
14. Bouvard, M. *Barrages mobiles et prises en rivière.* Paris, 1960.
15. I. S. P. H. *Studiu privind dimensionarea economicã a stăvilarelor.* București, 1966.
16. Lihaciov, V. P., Luzan, S. V. *Metode de calcul al stabilității și rezistenței construcțiilor hidrotehnice* (trad. din limba rusă). București, 1963.
17. Prișcu, R., Iamandi, C. *Considerații asupra dimensionării barajelor de greutate cu profilul trapezoidal.* Studii și cercetări de mecanicã aplicată, nr. 3, 1960.
18. Prișcu, R., Popovici, A., Stematiu, D. *Une solution pour le choix du profil optimal des barrages fluviaux.* Buletinul Științific I.C.B., nr. 4, 1971.
19. Certousov, M. D. *Hidraulicã* (trad. din limba rusă). București, 1966.

CAPITOLUL 8

COMPORTAREA BARAJELOR LA CUTREMUR

§ 1. NOȚIUNI INTRODUCTIVE

1. Introducere

Acțiunea cutremurului asupra barajelor are un caracter mai complex decît în cazul construcțiilor obișnuite, datorită particularităților structurale ale barajelor, formelor lor în spațiu, ca și interacțiunii ansamblului baraj-teren de fundație-lac de acumulare.

Experiența marilor cutremure de pămînt arată că barajele construite fără o rezolvare satisfăcătoare a comportării lor antiseismice au suferit distrugeri parțiale sau totale.

Analiza comportării la cutremur a barajelor trebuie să cuprindă în general următoarele aspecte [1]:

— cutremurul maxim posibil într-un amplasament dat;
— solicitările care sînt generate de acest cutremur;
— efectul acestor solicitări asupra stabilității și stării de efort din construcție.

În capitolele anterioare s-au prezentat unele metode statice de calcul, care reduc acțiunea cutremurului la o solicitare statică. În cadrul acestor metode barajul se consideră drept un element rigid, solidar cu terenul în timpul cutremurului, accelerația seismică a oricărui punct din structură fiind identică cu accelerația terenului de fundație. Solicitările seismice sînt provocate de forțele de inerție produse de accelerația terenului, transmisă maselor barajului, iar presiunea suplimentară a apei se evaluează după formulele lui *Westergaard*.

Metodele statice de calcul nu țin seama de desfășurarea reală a fenomenului de acțiune a cutremurului asupra barajelor. Un cutremur este reprezentat de o sumă de șocuri de diverse amplitudini, perioade și direcții, care se aplică barajului prin intermediul terenului de fundație.

Chiar și la baraje prin excelență rigide (baraje de greutate, baraje de pămînt) se constată că deplasările, respectiv accelerațiile diverselor puncte din baraj, sînt diferite de cele ale fundației. Ele depind de caracteristicile elastice și geometrice ale structurii, de caracteristicile terenului de fundație, de nivelul apei în lac etc. Aceste accelerații sînt variabile în timp și efectul de deformație produs nu este echivalent cu acela rezultat din aplicarea statică, pe o durată nelimitată, a forțelor de inerție corespunzătoare accelerației maxime a fundației, cum se consideră în metoda statică.

Deficiențele metodei statice de calcul pot fi în parte eliminate prin aplicarea metodelor bazate pe acțiunea dinamică a cutremurului asupra construcțiilor, metode care s-au dezvoltat în ultimele decenii. Acestea se pot grupa în două categorii:

— *metoda pseudostatică* sau a sarcinilor statice echivalente, în care forțele seismice se consideră că acționează static, dar se determină funcție de caracteristicile dinamice ale structurii și seismului. În acest scop, în prima etapă se deter-

mină deformațiile maxime ale structurii, ca urmare a acțiunii dinamice a cutremurului, iar în etapa a doua se determină forțele statice care ar produce aceleași deformații. În prezent, metoda pseudostatică este considerată suficient de precisă și este recomandată de majoritatea prescripțiilor de calcul antiseismic din diverse țări;

— *metoda dinamică* propriu-zisă, în care structura se consideră un corp aflat în vibrație sub acțiunea cutremurului și la care, prin aplicarea teoriei vibrațiilor corpurilor elastice, se calculează deformațiile și eforturile care apar în structură funcție de timp. Pe această cale se realizează apropierea cea mai mare de comportarea reală a construcției la acțiunea cutremurului; calculele sînt laborioase și necesită folosirea de calculatoare electronice.

2. Noțiuni de dinamică și seismologie inginerească

Din punct de vedere dinamic orice structură are un număr infinit de grade de libertate, adică un număr infinit de parametri care caracterizează poziția structurii în timpul vibrației. Pentru calculele inginerești se admite o situație echivalentă, prin concentrarea maselor structurii în noduri virtuale și reducerea deci a gradelor de libertate dinamice la numărul parametrilor care caracterizează deplasările maselor concentrate în timpul vibrației. Multe probleme se rezolvă concentrînd toată masa structurii în centrul ei de greutate, reducînd astfel structura la un sistem elastic cu un singur grad de libertate dinamică [2].

Orice sistem elastic poate vibra liber (în urma dispariției efectului perturbator) sau forțat (sub acțiunea unor forțe sau accelerații perturbatoare). La calculul acestor vibrații se poate ține seama de efectul amortizării, sau acesta se poate neglija, după caz.

Vibrațiile libere sau proprii se caracterizează prin amplitudini (deplasări maxime), care depind de efectul perturbator inițial și prin frecvențe proprii (respectiv perioade), care depind de caracteristicile elastice ale structurii. În timp, vibrațiile proprii se atenuează, datorită amortizării.

Numărul frecvențelor proprii este egal cu numărul gradelor de libertate dinamică ale structurii. În domeniul structurilor obișnuite mărimea frecvențelor proprii nu este practic influențată de mărimea amortizării, al cărei efect se neglijează de obicei. Fiecărei frecvențe proprii îi corespunde o lege anumită de variație a amplitudinilor oscilațiilor proprii, numite forme proprii sau moduri proprii de vibrație a structurii. Formele proprii au între ele proprietatea de ortogonalitate.

Sistemul de ecuații care caracterizează mișcarea unei structuri se poate obține aplicînd metodele staticii construcțiilor adaptate calculului dinamic, principiul lui *d'Alembert*, ecuațiile *Lagrange* sau principiul lucrului mecanic virtual. Aplicarea metodelor din statica construcțiilor constă în a scrie pe direcția fiecărui grad de libertate dinamic cîte o ecuație de echilibru dinamic (în metoda deformațiilor), sau cîte o ecuație de continuitate a deformațiilor (în metoda eforturilor).

Acțiunea cutremurului asupra unei structuri se exprimă prin variația, funcție de timp, a accelerațiilor terenului de fundație (accelerograme) sau prin variația deplasărilor terenului de fundație în timpul cutremurului (seismograme). În

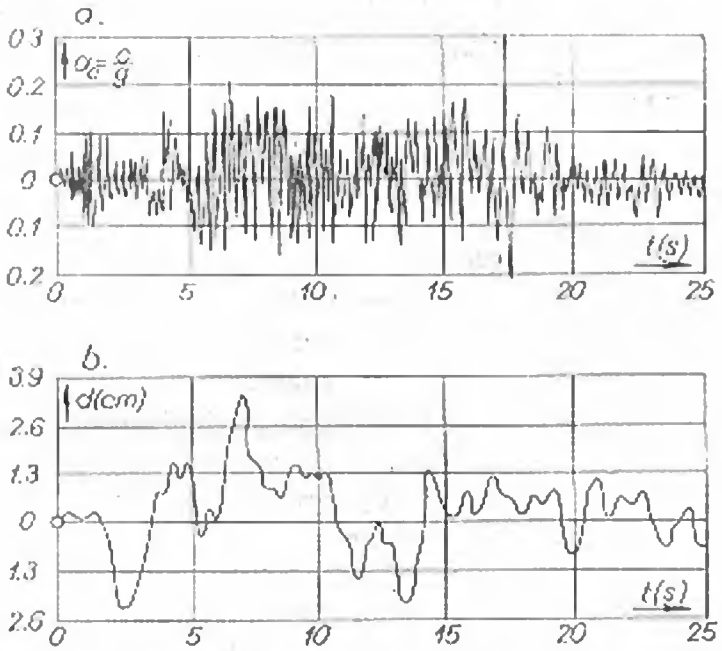


Fig. 8-1. Înregistrări tipice la un cutremur:
a — accelerogramă; *b* — seismogramă.

figura 8-1 se prezintă o accelerogramă și o seismogramă tipice.

Modul în care reacționează (răspunde) o structură la șocurile produse de cutremur în fundația sa poartă denumirea de răspuns dinamic al structurii. Prin spectru seismic sau spectru de răspuns se înțelege modul în care sistemul cu un singur grad de libertate dinamică, echivalent construcției, răspunde la o excitație seismică, în funcție de perioada proprie de vibrație neamortizată a acestuia și de factorul de amortizare critică. Spectrele seismice pot reprezenta curbele variației în timp a deplasărilor relative, a vitezelor relative (față de fundație), a accelerațiilor absolute sau a forțelor de inerție ale sistemului. Aceste curbe se numesc *curbe spectrale*.

Avantajul utilizării curbelor spectrale constă în faptul că oferă, independent de perioada de vibrație a excitației (cutremurului), valorile directe ale deplasărilor, vitezelor sau accelerațiilor sistemului monomasic, pentru diverse perioade arbitrare ale sale și pentru diverse amortizări. Pentru calcule interesează numai valorile maxime ale acestor mărimi, care se determină din curbele spectrale caracteristice, întocmite pentru cutremurul din regiunea respectivă.

Housner folosește curbele caracteristice spectrale pentru clasificarea cutremurelor (scara intensității spectrale) pe baze științifice. Ca sisteme monomasice se utilizează pendule, avînd perioade proprii de oscilație între 0,1 și 2,5 secunde. Intensitatea unui cutremur este caracterizată prin suprafața delimitată între axa perioadelor și curba vitezelor spectrale de răspuns pentru acel cutremur, pentru perioade cuprinse între 0,1 și 2,5 secunde, cît au construcțiile în mod obișnuit.

În figura 8-2, *a* se prezintă aspectul unei curbe a vitezelor spectrale maxime, pentru diverși factori de amortizare critică (v), iar în figura 8-2, *b* curbele spectrale medii. În calculele practice se folosesc curbele spectrale medii.

Amortizarea sistemelor elastice are loc datorită forțelor rezistente care se opun mișcării. Ea este de natură vîscoasă, depinde de rigiditatea structurilor și crește pentru modurile proprii superioare. De obicei se consideră forța de amortizare proporțională cu viteza, așa numita amortizare vîscoasă. Ea produce o scădere a frecvenței proprii a sistemului, respectiv o creștere a perioadei și se poate calcula făcînd raportul a două amplitudini succesive (z_n, z_{n+1}) ale vibrațiilor libere amortizate, raport care se menține constant. Logaritmul acestui raport

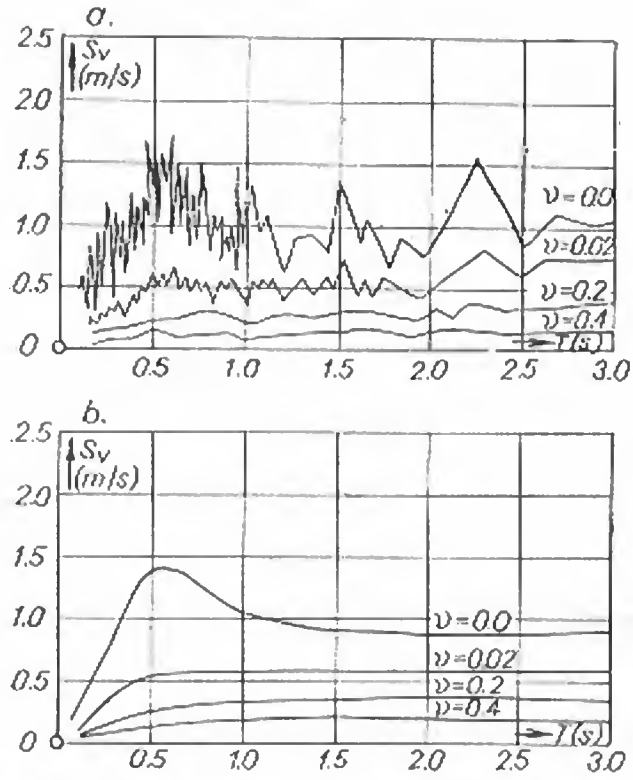


Fig. 8-2. Curbe ale vitezelor spectrale pentru diverși factori de amortizare:
a — maxime; *b* — medii.

(δ) se numește decrementul logaritmic al amortizării:

$$\delta = \ln \frac{z_n}{z_{n+1}} = \varepsilon \bar{T}, \qquad (1)$$

unde:

ε — factor de amortizare;
$\bar{T}$ — perioada mișcării amortizate.

În seismologia inginerească se lucrează cu factorul de amortizare critică (ν), egal cu raportul între factorul de amortizare (ε) și frecvența circulară (ω):

$$\nu = \frac{\varepsilon}{\omega} = \frac{\varepsilon \bar{T}}{2\pi} = \frac{\delta}{2\pi}. \qquad (2)$$

Cînd ν = 1 mișcarea își pierde caracterul vibrator; pentru baraje reale ν = 0,03 ... 0,07.

§ 2. DETERMINAREA SOLICITĂRILOR PROVOCATE DE CUTREMUR

3. Alegerea intensității cutremurului de calcul

Mărimea cutremurului de calcul se exprimă uzual prin coeficientul de intensitate seismică a fundației (a_c), numit și coeficient seismic sau coeficient de seismicitate. Acesta este egal cu raportul între accelerația cutremurului (c) pe o anumită direcție și accelerația gravitației (g):

$$a_c = c/g. \qquad (3)$$

Probabilitatea producerii cutremurelor de o anumită accelerație se evaluează pe baza evidenței seismice istorice a zonei respective, geologiei, hidrogeologiei și morfologiei zonei, a activității vulcanice recente. Metode moderne permit determinarea cutremurului probabil printr-un calcul de probabilitate [3].

Studii efectuate în ultimii ani [1], [4], [5], ajung la concluzia că marile lacuri de acumulare, datorită forțelor imense din greutatea proprie pe care le exercită asupra scoarței pămîntului, ar putea fi cauza unor cutremure de tărie moderată. Spre exemplu, în figura 8-3,*a* se prezintă creșterea numărului de cutremure

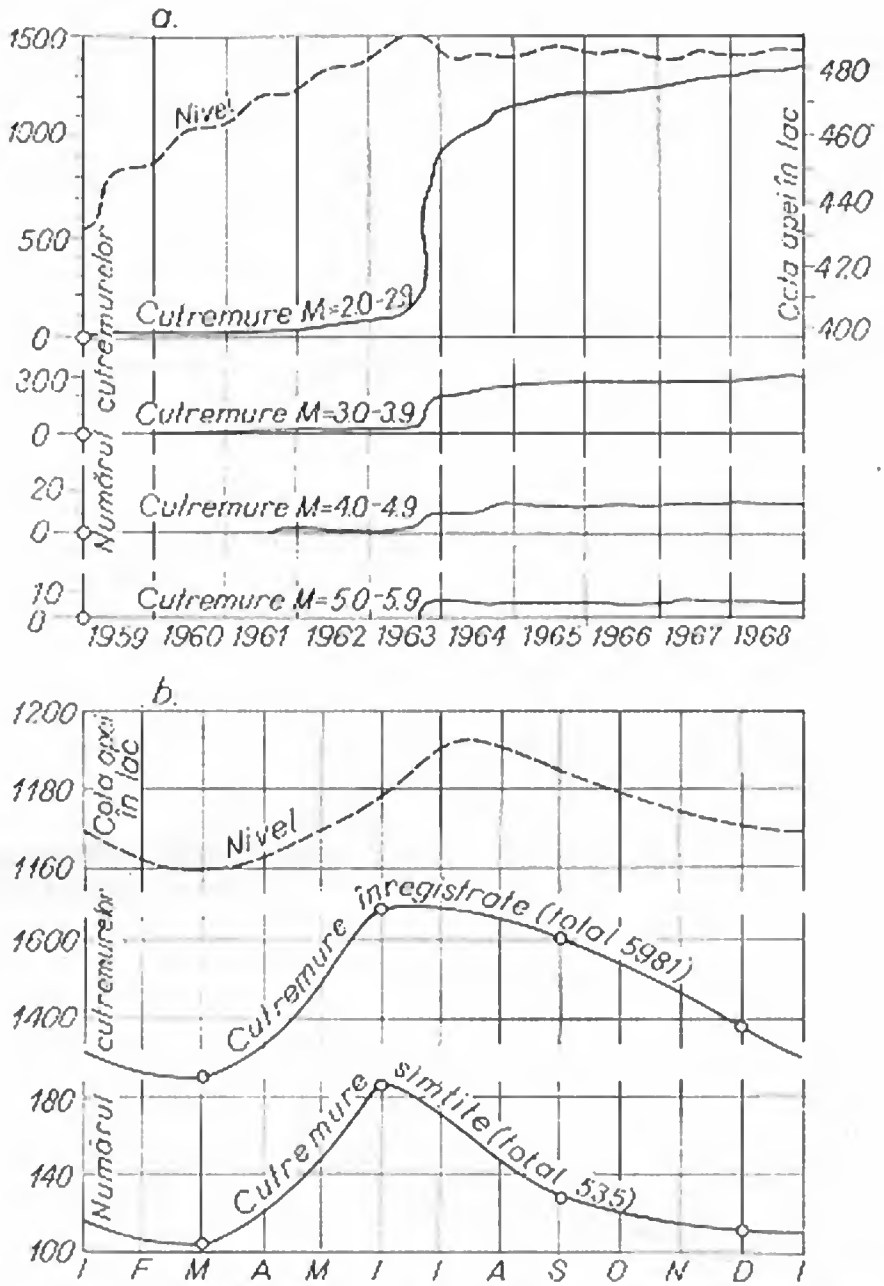


Fig. 8-3. Diagrame statistice ale activității seismice în zonă și nivelul apei din lac:

a — la barajul Kariba (Rhodesia) în perioada 1959—1968; *b* — la barajul Hoover (S.U.A.) în perioada 1939—1951.

anuale în zona lacului format de barajul *Kariba* (Rhodesia) după umplerea lacului, iar în figura 8-3, *b* variația numărului de cutremure în regiune în timpul anului, funcție de nivelul apei în lacul format de barajul *Hoover* (S.U.A.) (greutatea maximă a apei 44,10 miliarde tone).

Factorii locali influențează mărimea accelerației cutremurului. Structurile fundate pe roci tari suferă un efect mai redus decît structuri similare fundate pe terenuri aluvionare sau roci slab consolidate. Zonele aflate în apropierea liniilor

de dezechilibrări tectonice, regiunile accidentate cu alunecări de teren, maluri abrupte, terenuri curgătoare și zonele unde nivelul apelor subterane se găsește la adîncime mică față de suprafața terenului, se caracterizează prin coeficienți de seismicitate locali mai ridicați decît cei generali din regiunea respectivă.

Cele mai puternice cutremure, la care s-au înregistrat accelerograme, arată o accelerație maximă de 0,67 *g*, obținută lîngă epicentrul *cutremurului din Koyna* (India, 11 decembrie 1967). Accelerația maximă a *cutremurului El Centro* (California, 18 mai 1940) a fost de 0,33 *g*. Măsurătorile făcute arată că accelerația seismică este la fel de mare atît pe orizontală cît și pe verticală.

Mai recent s-a stabilit că, în timpul unor cutremure relativ moderate, se pot dezvolta accelerații record. Cu ocazia *cutremurului San Fernando* (California) din 5 februarie 1971, de 6,6 ... 10 grade pe scara MM, s-au măsurat accelerații orizontale maxime de 1,00 *g* și accelerații verticale maxime de 0,75 *g*.

În general, coeficienții seismici folosiți în calcule în diverse țări se mențin în limitele 0,05 ... 0,15 și depind atît de natura terenului de fundație cît și de rigiditatea construcției. În majoritatea țărilor din Europa și America se acceptă un coeficient seismic mediu de 0,10, valori mai ridicate fiind uzuale în Japonia și India. De exemplu, în Japonia coeficientul de seismicitate admis pentru barajele de beton și anrocamente este cuprins între 0,10 și 0,20, iar pentru barajele de pămînt între 0,12 și 0,25 [6]. El se alege în funcție de amplasamentul barajului, de tipul de fundație și de distrugerile posibile în aval din cauza unei eventuale avarii a barajului în timpul cutremurului. Această valoare se reduce cu 50% pentru cazul lacului gol și pentru amplasamentele unde avariile barajelor nu pot produce pagube mari.

În India se recomandă următorii coeficienți seismici orizontali a_h, funcție de terenul de fundație: pămînturi tari 0,08; pămînturi medii 0,10; pămînturi slabe 0,12. La proiectarea barajului *Bhakra* s-a utilizat un coeficient seismic orizontal de 0,15, iar la proiectarea barajelor situate în zona munților Himalaia s-a considerat un coeficient seismic orizontal $a_h = 0{,}20$ și un coeficient seismic vertical $a_v = 0{,}10$.

În U.R.S.S. sînt stabilite norme pentru alegerea coeficientului seismic funcție de raionarea seismică. Pentru calcule de rezistență coeficienții seismici se aleg de 2,2 ... 2,6 ori mai mici decît cei corespunzători accelerațiilor maxime înregistrate în zonă [7]. În conformitate cu valorile accelerațiilor seismice pentru cutremure de gradul 7 ... 10 MM, coeficienții seismici corespunzători construcțiilor hidrotehnice se determină conform tabelului 8-1.

TABELUL 8-1

Raionarea în grade MM	Accelerația maximă a cutremurului	Limite de variație a coeficientului seismic (a_h)	Coeficient seismic recomandat (a_h)
7	(0.05 ... 0.10)*g*	0.02 ... 0.05	0.05
8	(0.10 ... 0.20)*g*	0.05 ... 0.10	0.10
9	(0.20 ... 0.40)*g*	0.10 ... 0.15	0.15
10	(0.40 ... 0.80)*g*	0.15 ... 0.30	0.30

Pentru calcule de stabilitate la alunecare a construcțiilor hidrotehnice (stabilitatea la alunecare a taluzurilor barajelor de pămînt) se recomandă mărirea coeficienților seismici din tabel cu circa 20%. Această recomandare este prevăzută și în normele japoneze prezentate mai sus, în care pentru baraje de pămînt se admit coeficienți seismici mai mari cu 20% decît pentru barajele de beton amplasate în aceleași zone.

Conform normelor sovietice coeficientul seismic a_c, se multiplică cu un coeficient dinamic β, cu valori cuprinse între 0,6 și 3,0, funcție de perioada fundamentală a construcției T_1 și de tipul construcției:

— pentru construcții obișnuite (rigide și semirigide):

$$\beta = \frac{1.0}{T_1}; \tag{4}$$

— pentru construcții speciale (flexibile, cu amortizare redusă):

$$\beta = \frac{1.5}{T_1}. \tag{5}$$

În privința aspectului accelerogramelor se constată că ele depind de zona geografică unde au fost înregistrate. În lipsa unor măsurători în zonă pot fi folosite accelerogramele unor cutremure devenite clasice (El Centro, Taft, Santa Barbara etc.), corectate pentru coeficientul seismic al amplasamentului. Aceste accelerograme sînt apoi utilizate pentru determinarea răspunsului dinamic al structurii.

O metodă mai comodă constă în folosirea directă a spectrelor seismice de răspuns, așa cum s-a arătat mai înainte. Cunoscînd frecvențele proprii și amortizarea structurii reale, se determină direct răspunsul ei, de obicei în viteză spectrală. În acest scop s-au construit spectre standard care reprezintă media spectrelor unui număr mare de cutremure înregistrate în zonă.

4. Considerații privind solicitările provocate de cutremur

La determinarea solicitărilor din cutremur trebuie avut în vedere că acestea au un caracter pulsatoriu, o durată de acționare scurtă (durata medie a unui cutremur este de 20 ... 30 s) și că apar destul de rar. Solicitările din cutremur se însumează cu celelalte solicitări care acționează asupra unui baraj, funcție de probabilitatea lor de producere simultană.

Avînd în vedere caracterul extraordinar al solicitărilor din cutremur, ele nu se consideră simultane cu alte fenomene excepționale posibile (deversare maximă, inundație maximă etc.), admițîndu-se totodată micșorarea corespunzătoare a coeficientului de siguranță al barajului.

Avînd în vedere comportarea materialelor de construcție la solicitări dinamice, în cazul considerării solicitărilor din cutremur se permite ca rezistențele admisibile ale materialelor să crească cu pînă la 50% față de rezistențele admisibile la solicitări statice. De asemenea se admite și creșterea presiunii admisibile pe

terenul de fundație. În tabelul 8-2 se dau creșterile de presiune pe terenul de fundație, admise în cazul considerării solicitărilor seismice, după prescripțiile din India.

TABELUL 8-2

Natura pămîntului și capacitatea portantă	Creșterea presiunii față de presiunea admisă la solicitări statice
Pămînturi tari (peste 50 t/m²)	50%
Pămînturi medii (20 ... 50 t/m²)	30%
Pămînturi slabe (10 ... 20 t/m²)	0 ... 30%

Solicitările din cutremur se calculează, așa cum s-a arătat, prin cele două metode care iau în considerare deformarea elastică a structurii la excitația seismică: metoda pseudostatică și metoda dinamică propriu-zisă.

În cazul metodei pseudostatice sau a sarcinilor statice echivalente, după determinarea coeficienților de intensitate seismică ai corpului barajului se calculează forțele de inerție corespunzătoare. În metoda dinamică propriu-zisă, pe baza deformațiilor structurii, se determină eforturile dinamice corespunzătoare la diverse intervale de timp.

Forțele de inerție din corpul barajului (F_i) se calculează multiplicînd greutatea elementului de baraj considerat (G_e) cu coeficientul de seismicitate al elementului (a_e), rezultat din analiza răspunsului dinamic al structurii la excitația seismică. În mod obișnuit coeficientul de seismicitate al corpului barajelor este de 1,5 ... 3 ori mai mare decît coeficientul de seismicitate al terenului de fundație. Forța de inerție acționează în centrul de greutate al elementului considerat și are valoarea:

$$F_i = a_e G_e. \tag{6}$$

Presiunea suplimentară a apei din lac în timpul cutremurului se tratează mai departe. Mișcările seismice influențează și asupra presiunii apei din pori sau a subpresiunii, dar modificările care au loc sînt neînsemnate, ca urmare a duratei scurte de acționare a cutremurului. Practic aceste modificări se neglijează.

Mișcările seismice influențează de asemenea valoarea presiunii din nămolurile aluvionare. Metode experimentale și analitice au arătat că efectul cutremurului asupra aluviunilor este aproximativ identic cu efectul asupra apei din lac, aceasta datorită frecării interne slabe a nămolurilor, care se comportă ca niște fluide. De aceea, pentru a ține seama de presiunea dinamică a aluviunilor, se consideră de obicei presiunea hidrodinamică a apei din lac extinsă pînă la cota piciorului amonte al barajului.

5. Presiunea suplimentară la barajele cu parament vertical

Presiunea suplimentară a apei apare pe paramentul unui baraj datorită undelor de compresiune produse de oscilaţiile barajului. Dacă mişcarea barajului este lentă (perioade mari), creşterea de presiune este neînsemnată. În timpul cutremurului însă vibraţiile barajului au perioade foarte scurte, apa este presată instantaneu şi pe parament apare o presiune care creşte cu adîncimea. Cutremurul produce şi oscilaţii ale masei lichidului în jurul poziţiei de echilibru, fenomen de importanţă neglijabilă în cazul lacurilor de acumulare obişnuite. Nivelul apei din lac influenţează asupra amplitudinilor şi frecvenţelor oscilaţiilor barajului. Presiunea suplimentară a apei provocată de cutremur depinde de adîncimea apei şi de forma oscilaţiilor sistemului baraj-lac, luate împreună.

Pentru determinarea presiunii suplimentare a apei s-au dezvoltat două sisteme de calcul:

— sisteme în care se neglijează interacţiunea baraj-lac în timpul cutremurului; barajul se consideră rigid şi solidar cu terenul de fundaţie, iar pentru calculul răspunsului său în ipoteza lac plin, efectul apei din lac se admite echivalent cu al unei mase adiţionale, care se adaugă masei proprii a barajului;

— sisteme în care se ţine seama de interacţiunea baraj-lac, care comportă însă calcule deosebit de laborioase.

Westergaard a determinat presiunea suplimentară a apei scriind ecuaţiile de mişcare ale unui lichid, ţinînd seama de compresibilitate, neglijînd forţele masice şi aplicînd următoarele condiţii iniţiale şi la limită: barajul este rectiliniu, de lungime infinită, are paramentul amonte vertical, este rigid şi solidar cu terenul de fundaţie şi efectuează oscilaţii armonice în plan orizontal, după o direcţie perpendiculară pe coronament; lacul are lungime infinită. În aceste ipoteze se obţine următoarea lege de distribuţie a presiunilor maxime pe parament (fig. 8-4):

$$p_z = a_c \frac{8H\gamma}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5\ldots} \frac{1}{n^2 C_n} \sin \frac{n\pi}{2H} z, \tag{7}$$

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\gamma H^2}{n^2 g E T^2}} \sim 0{,}9 \ (\mathrm{t/m^3}),$$

unde:

a_c — coeficient de intensitate seismică;
E — modul de compresibilitate al apei;
T — perioada oscilaţiei seismice a terenului de fundaţie;
γ — greutatea volumetrică a apei.

Legea de distribuţie (7) poate fi asimilată cu cunoscuta repartiţie parabolică, recomandată de *Westergaard*, sau eliptică, recomandată de *Karman*, aşa cum s-a arătat în capitolul referitor la barajele de greutate. Se reamintesc formulele aproximative recomandate de *Westergaard* (8) şi *Karman* (9):

$$p_z = \frac{7}{8} a_c \gamma \sqrt{Hz}; \tag{8}$$

$$p_z = 0{,}707 a_c \gamma \sqrt{z(2H - z)}. \tag{9}$$

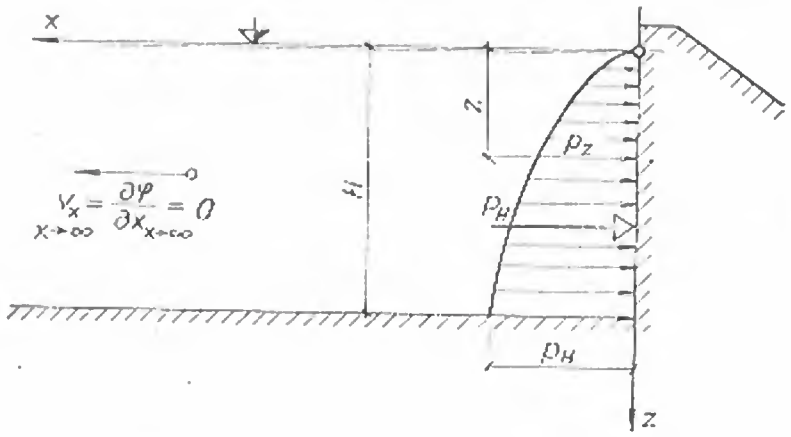


Fig. 8-4. Schema de calcul folosită de Westergaard.

Regulamentul italian al barajelor, simplifică și mai mult distribuția presiunilor suplimentare, considerînd-o constantă pe toată adîncimea lacului și egală cu expresia [8]:

$$p_z = 0{,}5 a_c \gamma H. \tag{10}$$

Brahtz și *Helibron* consideră, suplimentar față de *Westergaard*, efectul lungimii lacului asupra presiunii apei. Se arată că pentru lungimi scurte efectele sînt mari, dar că ele sînt neglijabile pentru lacuri cu lungimea de trei ori înălțimea barajului [1].

Kulmaci obține rezultate identice cu *Westergaard*, integrînd ecuațiile după alte metode. De asemenea studiile experimentale făcute de *Iacobsen*, pe o platformă seismică și de *Zangar*, prin analogie electrohidrodinamică, confirmă aceste rezultate.

Zavriev și *Grișin* recomandă următoarele valori pentru coeficientul C_n (t/m³):

$$H < 50 \text{ m}, \quad C_n = 0{,}9; \tag{11}$$

$$H \geqslant 50 \text{ m}, \quad C_n = \frac{0.9}{1 - 3.38 \left(\frac{H}{1000}\right)^2},$$

unde H este înălțimea barajului, în m.

Hatanaka recomandă $C_n = 7/8$ și folosirea unui coeficient de amplificare C_0, cu valori maxime pînă la 1,5 pentru mișcările sub formă de șoc ale terenului, astfel că relația presiunilor devine:

$$p_z = \frac{7}{8} C_0 a_c \gamma \sqrt{Hz}. \tag{12}$$

În figura 8-5 se prezintă variațiile presiunilor hidrodinamice pentru un baraj rectiliniu, cu paramentul amonte vertical ($H = 40$ m) și un coeficient de intensitate seismică $a_c = 0{,}10$, calculate după diverși autori. Se constată că diferențele ajung pînă la 20%. Relațiile care se recomandă sînt cele propuse de *Westergaard* care au fost confirmate și experimental.

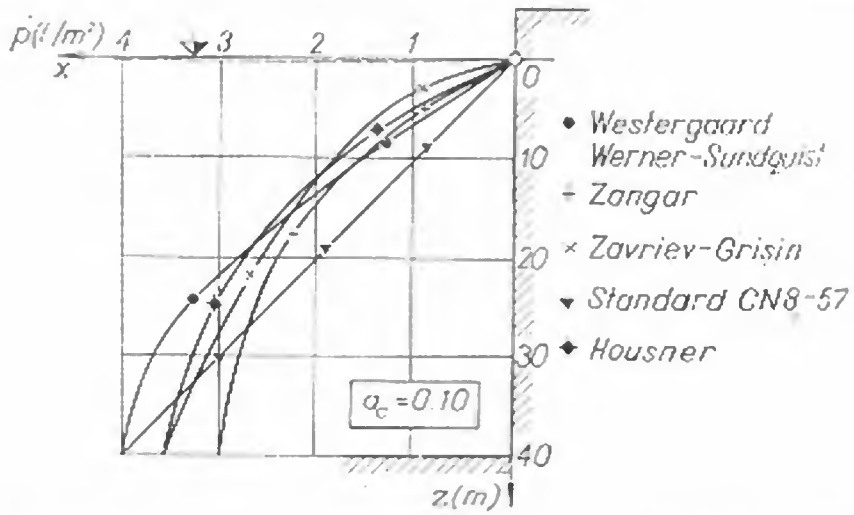


Fig. 8-5. Presiuni hidrodinamice din cutremur pe paramentul vertical al unui baraj, calculate după diverși autori.

Kulmaci analizează mărimea presiunii suplimentare din cutremur asupra barajelor cu parament amonte vertical, cînd mișcarea terenului de fundație este oarecare și ajunge la concluzia că valorile maxime ale presiunii se produc atunci cînd mișcarea terenului este orizontală.

6. Presiunea suplimentară la barajele cu parament înclinat

În cazul frecvent întîlnit al barajelor rectilinii cu parament amonte înclinat, solicitate de mișcări orizontale ale terenului de fundație după o direcție perpendiculară pe coronament, majoritatea cercetătorilor fac următoarele ipoteze:

— barajul este solidar cu terenul de fundație;

— apa din lac este considerată incompresibilă, deci ecuația de continuitate se exprimă sub forma ecuației *Laplace*;

— energia disipată prin frecare este neglijată;

— mișcarea este nerotațională;

— mișcarea se produce continuu într-un domeniu simplu conex;

— limita superioară este suprafața liberă în contact cu atmosfera;

— limitele de fund și laterale ale domeniului lichidului din lac sînt limite rigide.

În aceste condiții relațiile care descriu fenomenele sînt:

$$\frac{p}{\rho} + \frac{v^2}{2} + \frac{\partial \varphi}{\partial t} + gz = 0$$

$$\Delta\varphi(x, y, z, t) = 0 \tag{13}$$

$$v = \text{grad } \varphi$$

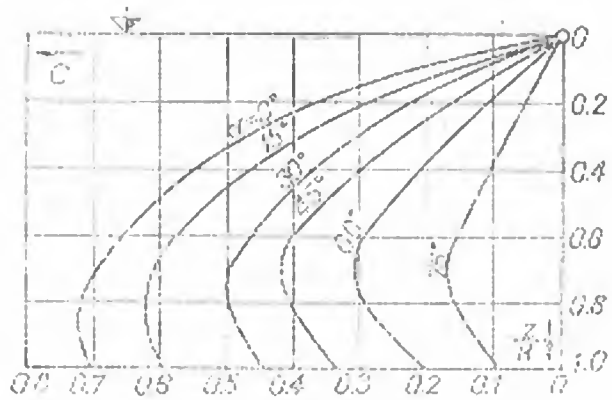


Fig. 8-7. Variația coeficientului C.

unde p_0 și P_0 sînt presiunea, respectiv rezultanta presiunilor care se exercită pe un parament vertical de înălțime H și se pot calcula cu relațiile *Westergaard*, iar coeficienții $\overline{\beta}$ și β au valorile următoare:

$$\text{pentru } 0° \leq \alpha \leq 45° \quad \overline{\beta} = \left(1 - \frac{\alpha}{153{,}6} \cos\alpha\right); \quad \beta = 1 - \frac{\alpha}{153{,}6}; \tag{17}$$

$$\text{pentru } 45° \leq \alpha \leq 90° \quad \overline{\beta} = \cos^2\alpha; \qquad \beta = \cos\alpha.$$

În Japonia se utilizează următoarea relație pentru calculul presiunii suplimentare a apei pe paramente înclinate:

$$p_z = \frac{7}{8} a_c \gamma \sqrt{Hz} \cos^2\alpha, \tag{18}$$

unde α este unghiul paramentului cu verticala.

Rezultă că presiunea pe paramente înclinate se determină din relația lui *Westergaard* pentru paramente verticale, multiplicată cu pătratul cosinusului unghiului dintre parament și verticală.

În figura 8-8 se prezintă rezultatele unor calcule privind presiunea hidrodinamică pe paramentul amonte al unui baraj cu înclinarea $\alpha = 15°$ și înălțimea $H = 10$ m. Se constată că, în comparație cu relațiile exacte deduse de *Kulmaci*, rezultatele după alți autori diferă de la -6% pînă la $+10{,}4\%$. Pentru calcule se recomandă relațiile lui *Kulmaci*, sau cele obținute experimental de *Zangar*, care dau rezultate foarte apropiate.

Cazul mai complex al presiunii hidrodinamice exercitată pe paramentul înclinat al unui baraj cînd terenul de fundație are mișcări seismice oarecare, pe orizontală și pe verticală, a fost studiat de asemenea de *Kulmaci*, care a obținut expresii deosebit de complicate.

Se poate demonstra [10] că efectul maxim al presiunii hidrodinamice pe un parament înclinat în mișcare oarecare se obține prin suprapunerea presiunilor hidrodinamice rezultate din mișcarea orizontală și din mișcarea verticală, luate separat. Astfel, problema se simplifică mult și se pot aplica rezultatele anterior prezentate.

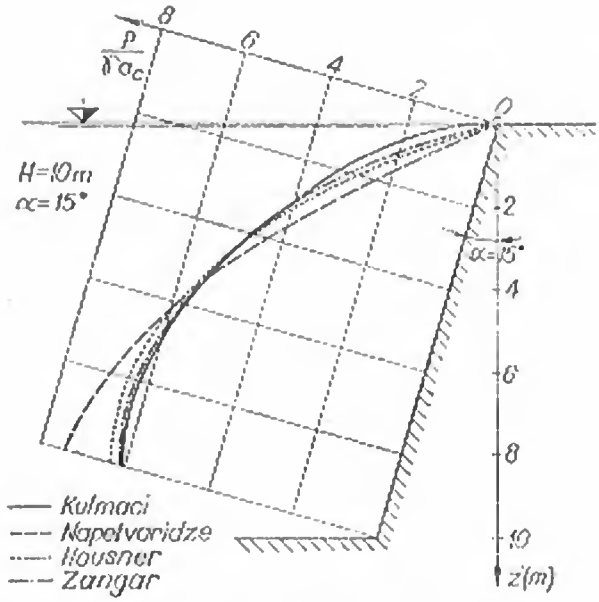


Fig. 8-8. Presiuni hidrodinamice din cutremur pe paramentul înclinat al unui baraj, calculate după diverși autori.

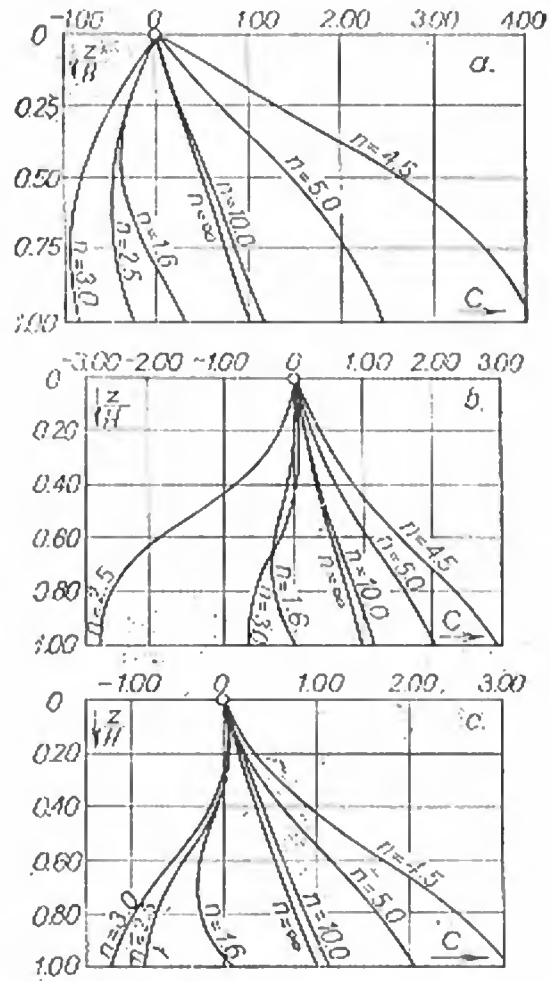


Fig. 8-9. Coeficientul C pentru calculul presiunilor hidrodinamice din mișcări seismice verticale:

a — paramentul vertical și toate valorile L/H; *b* — paramentul înclinat $\alpha = 45°$ și $L/H = 2{,}4$; *c* — paramentul înclinat $\alpha = 45°$ și $L/H = 4{,}0$.

Mărimea presiunii hidrodinamice pe paramente verticale sau înclinate, generată de mișcări seismice verticale ale terenului de fundație, luînd în considerare compresibilitatea apei și lungimea relativă a lacului, a fost obținută numeric de *Nath*, folosind metoda elementului finit [11]. Presiunea hidrodinamică (p_z) se determină cu formula:

$$p_z = Ca_v\gamma H, \qquad (19)$$

unde:

C — coeficient care depinde de înclinarea paramentului, adîncimea relativă $\left(\frac{z}{H}\right)$, lungimea relativă a lacului $\left(\frac{L}{H}\right)$ și parametrul $n = \frac{cT}{H}$;

c — viteza sunetului în apă;

T — perioada oscilației seismice;

L — lungimea lacului;

H — adîncimea maximă a apei în lac;

a_v — coeficient de intensitate seismică verticală;

γ — greutatea volumetrică a apei.

În figura 8—9 se dau diagrame pentru determinarea coeficientului C în funcție de parametrii arătați.

7. Presiunea suplimentară la barajele arcuite

Toate datele prezentate mai înainte se referă la baraje cu coronamentul rectiliniu. Cercetările privind influența curburii în plan orizontal a barajelor asupra distribuției presiunilor hidrodinamice sînt sensibil mai puține.

Creager, *Justin* și *Hinds* fac ipoteza că presiunea suplimentară din cutremur se dezvoltă în plan orizontal după o linie dreaptă ($S—S$) normală la direcția cutremurului (fig. 8—10), care se poate determina cu relațiile lui *Westergaard*.

Considerînd echilibrul unor prisme de apă de grosime infinit mică Δx, forțele laterale se anulează între ele, iar presiunea care acționează pe paramentul barajului arcuit se calculează după relația lui *Westergaard*, multiplicată cu cosinusul unghiului de deviere (între normala la arc și direcția cutremurului):

$$p_x = p \cos \alpha. \tag{20}$$

Într-o lucrare foarte amplă, *Kotsubo* studiază variația presiunii hidrodinamice pe baraje cilindrice, cu diverse unghiuri la centru, în văi dreptunghiulare de lungime infinită. Formulele obținute, foarte complicate și în general cu rezultate diferite de valorile uzuale adoptate la proiectarea barajelor, au fost verificate și experimental [12]. În figura 8—11 este reprezentată variația presiunii hidrodinamice în secțiunea maestră și la nașteri pentru un baraj cilindric cu înălțimea $H = 100$ m, raza cilindrului $R = 50$ m și unghiul la centru $2\alpha = 90^\circ$, pentru cutremure paralele cu valea și perpendiculare pe ea. Comparativ se prezintă și rezultatele obținute prin aplicarea formulelor lui *Westergaard* pentru un parament vertical și coronament rectiliniu. Se constată că în secțiunea maestră distribuția presiunilor este practic identică după ambele teorii. Diferențe mari apar la nașteri și mai ales cînd cutremurul acționează perpendicular pe direcția văii.

Pornind de la ideea că lichidul este incompresibil și deci satisface ecuația Laplace, *Zienkiewicz* și *Nath* au studiat variația presiunii hidrodinamice pe un baraj cilindric într-o vale rectangulară, prin analogie electrohidrodinamică. Cîteva rezultate se prezintă în figura 8—12, comparativ cu cele obținute din aplicarea

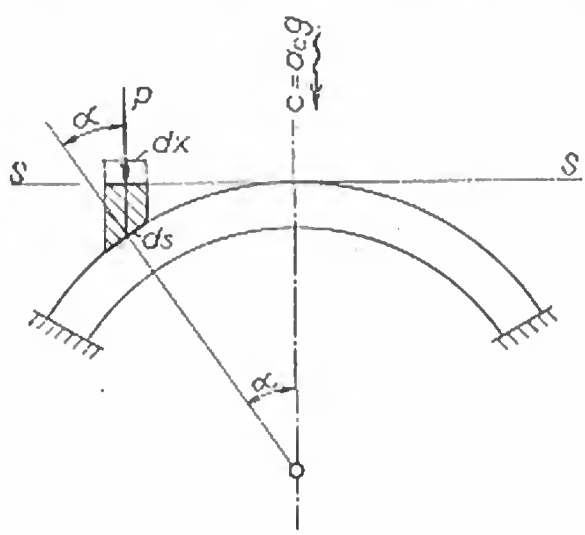


Fig. 8-10. Ipoteza lui Creager, Justin și Hinds asupra presiunii hidrodinamice din cutremur pe baraje arcuite.

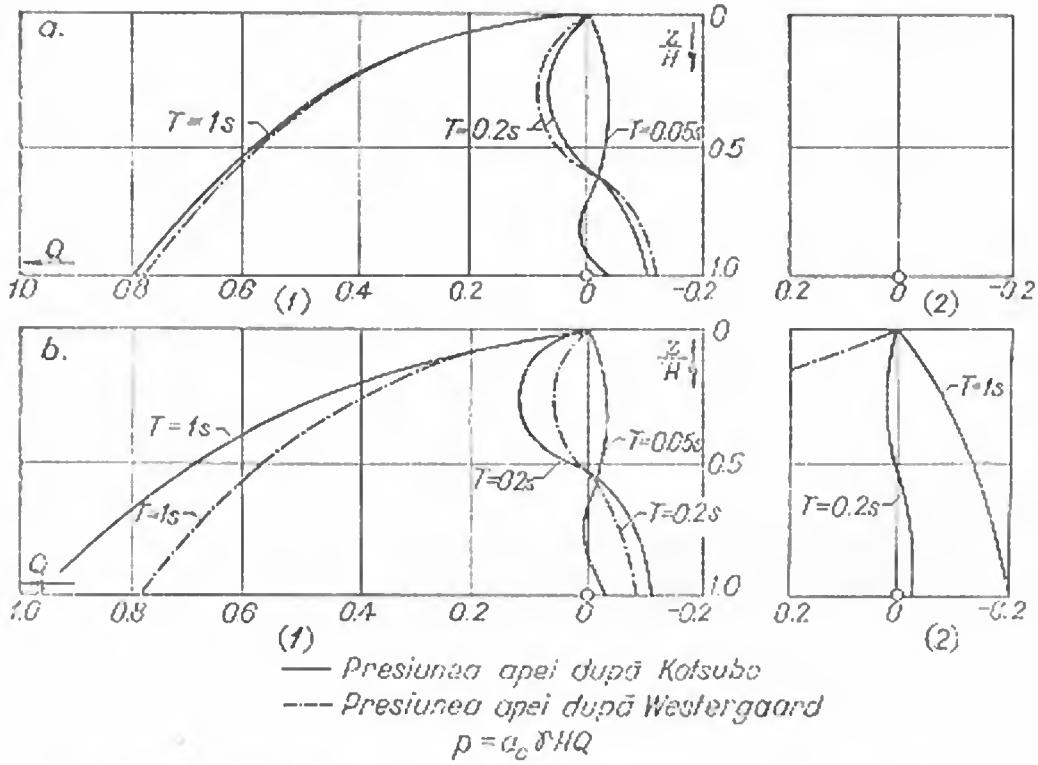


Fig. 8-11. Presiunea hidrodinamică din cutremur pe baraje arcuite:
a — în secțiunea maestră; *b* — la naște; (*1*) — cutremur paralel cu valea; (*2*) — cutremur perpendicular pe vale.

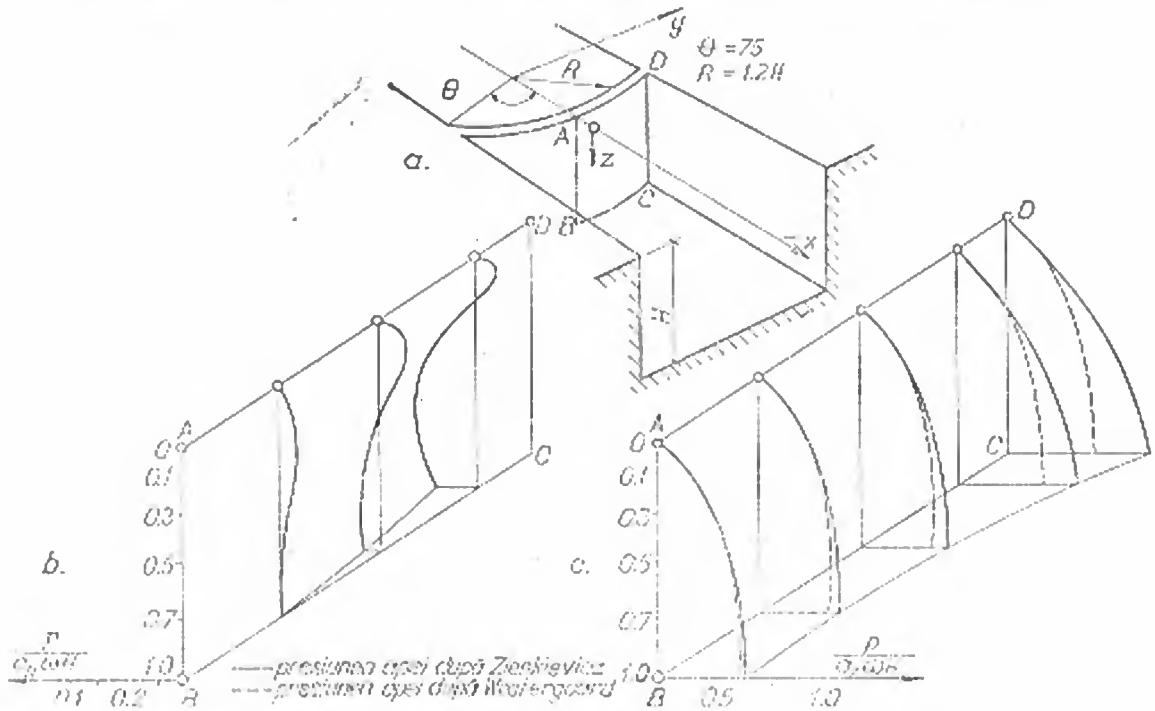


Fig. 8-12. Presiunea hidrodinamică din cutremur pe baraje arcuite prin metoda analogiei electrodinamice:
a — schemă de calcul; *b* — cutremur perpendicular pe vale; *c* — cutremur paralel cu valea.

formulelor lui *Westergaard*. Aceste rezultate concordă cu cele deduse de *Kotsubo* pentru cutremure paralele şi perpendiculare pe vale [13].

Într-o lucrare recentă [14] *C. Bratu* admite de asemenea că lichidul este incompresibil şi că funcţia de potenţial a vitezelor $\varphi\ (x, y, z, t)$ poate fi exprimată sub forma:

$$\varphi(x, y, z, t) = \psi(x, y, z)\, f(t) \tag{21}$$

unde ψ — o funcţie de elementele geometrice ale mişcării;
f — o funcţie numai de timp.

Funcţia ψ trebuie să satisfacă ecuaţia *Laplace*, condiţiile iniţiale şi condiţiile la limită pe contur. Pentru determinarea funcţiei ψ autorul utilizează dezvoltări în diferenţe finite, pentru o reţea spaţială cu pasul variabil. Cunoscînd funcţia ψ pe conturul barajului se pot determina apoi presiunile hidrodinamice. Metoda are avantajul că ţine seama de forma reală a barajului şi de forma văii în vecinătatea barajului; precizia metodei depinde de desimea reţelei spaţiale alese.

8. Consideraţii asupra metodelor de determinare a presiunii suplimentare

Metodele prezentate se pot grupa în două categorii: unele care consideră apa incompresibilă, deci ecuaţia de continuitate este o ecuaţie *Laplace* şi altele care iau în considerare compresibilitatea apei, admiţînd ecuaţia *Poisson*. În figura 8—13 se prezintă variaţia raportului între presiunile hidrodinamice în ipoteza fluidului compresibil p_c şi incompresibil p_i, în funcţie de înălţimea barajului H şi perioada de oscilaţie a cutremurului T. Se relevă că pentru perioade de oscilaţie ale cutremurului lungi ($T = 1$ secundă), compresibilitatea se poate neglija, în schimb pentru perioade scurte ($T = 0{,}2$ secunde) neglijarea compresibilităţii produce erori apreciabile (10 ... 20%).

În toate metodele prezentate, masa de lichid se consideră ca un corp independent, care oscilează în jurul poziţiei de echilibru. Frecvenţa oscilaţiilor ω masei de lichid în cazul unui lac paralelipipedic se poate calcula cu formula *Lamb—Kocin*:

$$\omega^2 = g\pi \frac{n}{L} \operatorname{th} \frac{n}{L} H, \tag{22}$$

unde:

n — ordinul oscilaţiilor;
L — lungimea lacului;
H — adîncimea maximă a apei în lac (înălţimea barajului).

În figura 8—14 se prezintă frecvenţa oscilaţiilor masei lichide în funcţie de parametrii din formula (22). Este de remarcat că perioada oscilaţiilor lacului este foarte lungă şi practic nu este influenţată de înălţimea barajului, pentru lungimi obişnuite ale lacului.

Forţele hidrodinamice determinate după una din metodele prezentate acţionează asupra barajului pe toată durata cutremurului, iar în calculul dinamic efectul lor este considerat ca al unor mase adiţionale la masa barajului.

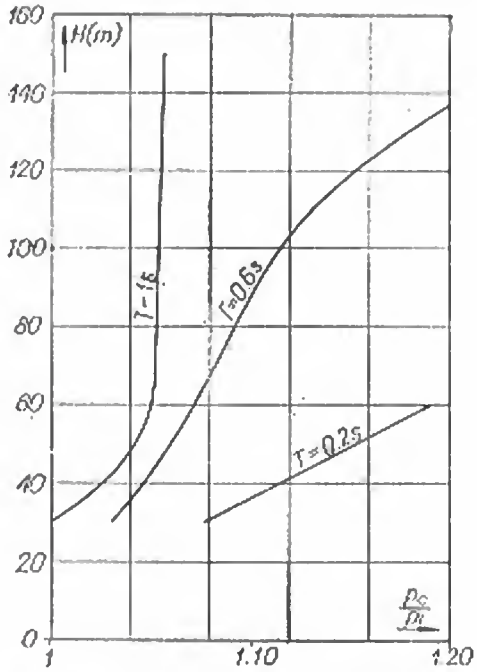


Fig. 8-13. Variația raportului p_d/p_s în funcție de înălțimea barajului (H) și perioada de oscilație a cutremurului (T).

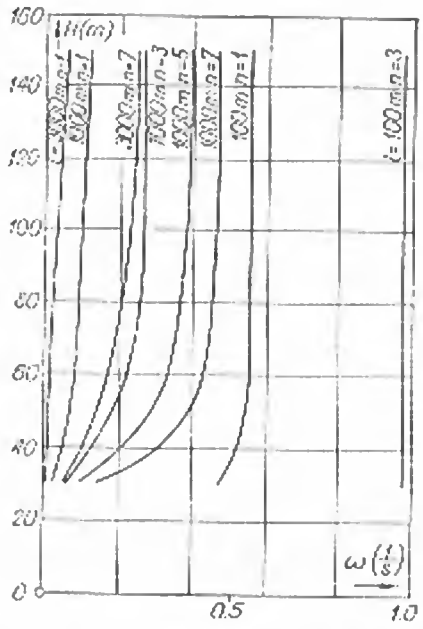


Fig. 8-14. Variația frecvențelor lacului considerat sistem independent.

Ipoteza masei adiționale, cu considerarea sistemului baraj-lac ca două sisteme independente, este acceptată la nivelul actual al cunoștințelor, deoarece simplifică considerabil rezolvarea problemei. Ipoteza sistemului cuplat baraj-lac, aflat în interacțiune pe toată durata cutremurului este mai reală, dar prezintă dificultăți însemnate de rezolvare.

Cercetările arată că apa din lac influențează asupra răspunsului dinamic al barajului prin mărirea perioadelor proprii ale barajului. De asemenea, măsurători efectuate au arătat că, în anumite condiții, pentru lacuri adînci, presiunea dinamică a apei din lac a ajuns pînă la 57% din presiunea hidrostatică, iar calculele efectuate cu formulele obișnuite au condus la valori de presiuni dinamice de 10 ... 20% din presiunea hidrostatică [15].

În ultimii ani s-au dezvoltat metode de calcul bazate pe interacțiunea baraj-lac în timpul cutremurului, dar toate au tendința de a considera sistemul baraj-lac ca un sistem monomasic.

9. Considerarea sistemului cuplat baraj-lac

Recent, *Zienkiewicz* și *Newton* au utilizat metoda elementului finit pentru studiul vibrațiilor cuplate ale structurii submersate într-un fluid compresibil [16]. *Chopra* a studiat interacțiunea sistemului baraj-lac considerînd fluidul compresibil și utilizînd funcții complexe de răspuns [17].

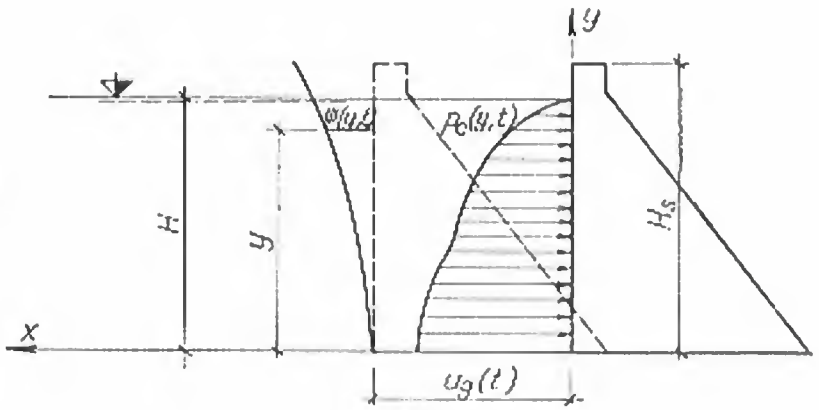


Fig. 8-15. Schema de calcul a sistemului baraj-lac după Chopra.

În figura 8—15 se prezintă schema de calcul a sistemului cuplat baraj-lac utilizată de *Chopra*. Barajul are înălțimea H_s, iar lacul are adîncimea H. Mișcarea fundației este definită de accelerograma $\ddot{U}_g(t)$ sau seismograma $U_g(t)$, considerate funcții armonice, iar deplasarea unui punct de pe paramentul amonte este definită de deplasarea fundației $U_g(t)$ și deplasarea relativă față de bază, exprimată prin funcția $\psi(y, t)$. Se consideră că barajul răspunde după modul fundamental de vibrație. Se ia în considerație compresibilitatea apei și lacul de lungime infinită. Se neglijează energia disipată prin frecare internă și viscozitate, precum și efectul valurilor.

Răspunsul barajului la excitația seismică este determinat folosind funcții complexe de răspuns. În figura 8—16 se prezintă răspunsul în deplasări la cutre-

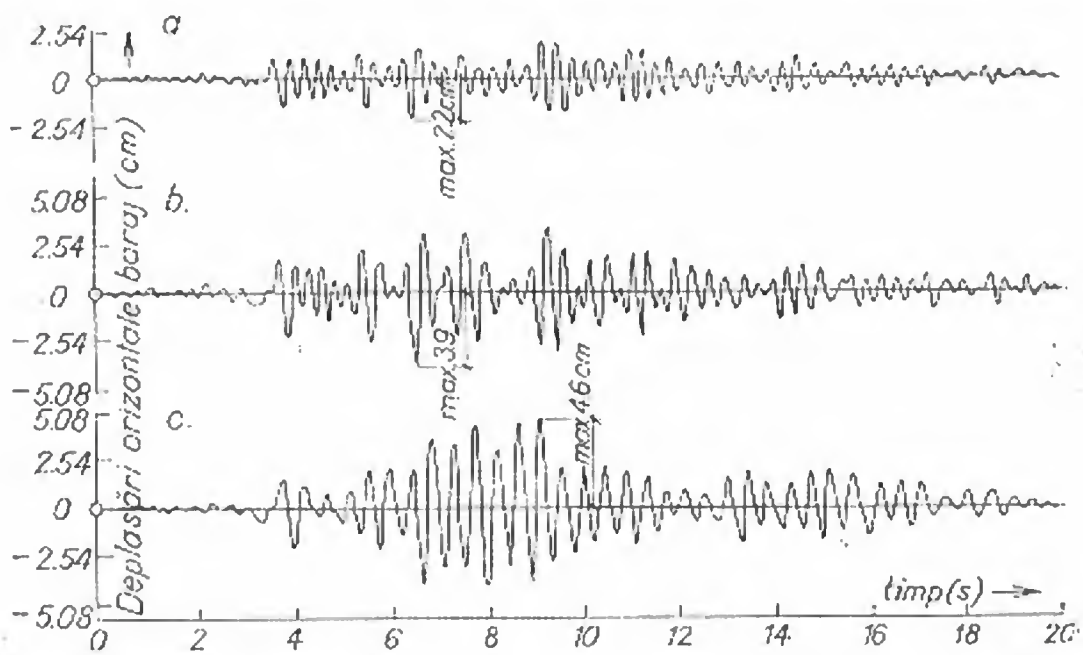


Fig. 8-16. Răspunsul barajului în deplasări la acțiunea unui cutremur de tip Taft (1952), în ipotezele:

a — lac gol; *b* — lac plin, interacțiunea baraj-lac neglijată; *c* — lac plin, interacțiunea baraj-lac considerată.

murul de tip *Taft*, al unui baraj de greutate, considerat în diverse ipoteze: lac gol, lac plin cu interacțiunea neglijată, lac plin cu considerarea interacțiunii. Se constată că deplasările maxime obținute în cele trei ipoteze sînt 22, 39 și respectiv 46 mm; deci considerarea interacțiunii a condus la creșterea amplitudinii răspunsului. În figura 8—17 se prezintă, pentru același cutremur, variația funcție de timp a forței hidrodinamice comparativ cu forța din presiunea hidrostatică, în ipotezele neglijării și considerării interacțiunii baraj-lac. Se constată că în cazul din urmă forța hidrodinamică maximă crește de peste două ori [18]. Frecvența sistemului cuplat baraj-lac depinde de elementele geometrice și elastice ale barajului și de rapoartele:

$$\frac{H}{H_s}; \quad \Omega = \frac{\omega}{\omega_1} \quad \text{și} \quad \Omega_r = \frac{\omega_1}{\omega_s},$$

unde:

ω — frecvența circulară a funcției armonice de excitație;

ω_1 — frecvența circulară fundamentală a lacului;

ω_s — frecvența circulară fundamentală a barajului.

În figura 8—18 se arată creșterea perioadei fundamentale a sistemului cuplat baraj-lac în raport cu cea a barajului luat independent, în funcție de parametrii arătați. În figura 8—19 se arată variația răspunsului maxim al sistemului cuplat

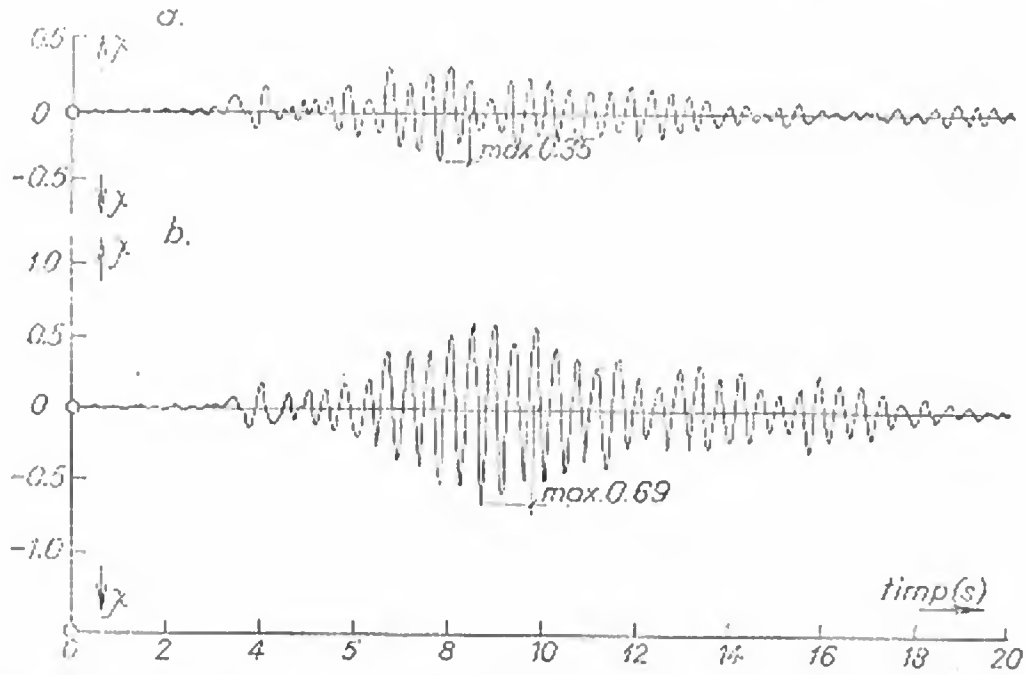


Fig. 8-17. Forța hidrodinamică relativă care acționează asupra barajului în timpul unui cutremur de tip Taft (1952), în ipotezele:

a — interacțiunea baraj-lac neglijată; *b* — interacțiunea baraj-lac considerată; χ — raportul între forța hidrodinamică din timpul cutremurului și forța din presiunea hidrostatică pe baraj.

baraj-lac în raport cu răspunsul în cazul lacului gol, pentru diverse rapoarte $\frac{\omega_1}{\omega_s}$. Se constată că luarea în considerare a interacțiunii baraj-lac aduce modificări importante în răspunsul sistemului.

Analiza sistemului cuplat este mult simplificată dacă se neglijează compresibilitatea apei. Efectul interacțiunii este atunci echivalent cu al unei mase adiționale. Din analiza figurilor 8—18 și 8—19, rezultă că se poate neglija compresibilitatea lichidului cînd barajul este mult mai flexibil în raport cu sistemul lac ($\Omega_r \gg 2$). Deci Ω_r este parametrul de bază care indică rolul considerării sau neglijării compresibilității apei. Această concluzie este opusă cu cea prezentată în figura 8—13, unde se arată că rolul compresibilității apei depinde de frecvența excitației.

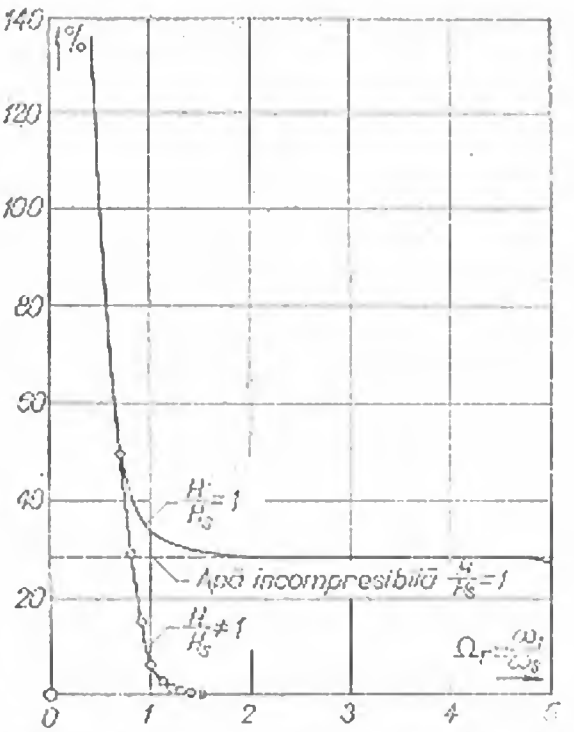


Fig. 8-18. Creșterea în procente a perioadei fundamentale a barajului în ipoteza sistemului cuplat baraj-lac față de cazul lac gol.

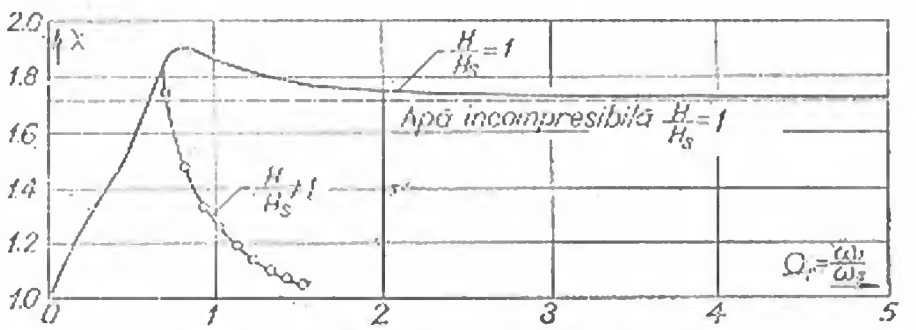


Fig. 8-19. Variația raportului χ: răspunsul maxim al sistemului cuplat baraj-lac față de cazul lac gol.

§ 3. INTERACȚIUNEA BARAJ-TEREN DE FUNDAȚIE COMPORTAREA BETONULUI

10. Influența naturii terenului de fundație

Statistica efectelor marilor cutremure arată că distrugerile construcțiilor fundate pe terenuri slab consolidate sînt mult mai mari decît la cele fundate pe terenuri tari. În timpul cutremurului de la *Messina* (Sicilia), construcțiile fundate

pe terenurile aluvionare din apropierea mării au fost în mare parte distruse, iar cele fundate pe granit au avut foarte puțin de suferit. Efecte asemănătoare s-au constatat cu ocazia cutremurelor din *Calabria* (Italia) unde în zonele nisipoase, argiloase sau aluvionare s-au produs surpări masive, pe cînd zonele de ardezie și de granit nu au suferit asemenea fenomene.

O explicație constă în faptul că în cazul terenurilor slabe un rol esențial în avarierea construcțiilor amplasate pe ele îl au tasările inegale ale fundației, în timp ce în terenurile tari cauza esențială a avariilor o constituie forțele dinamice produse de cutremur.

Un efect important asupra mărimii forțelor dinamice la care este supusă o structură în timpul cutremurului îl are flexibilitatea (rigiditatea) terenului de fundație, aceasta influențînd asupra mărimii perioadei naturale a structurii și asupra repartiției forțelor seismice. Influența crește în cazul terenurilor slabe și al structurilor cu centrul de greutate spre vîrf. Flexibilitatea terenului de fundație mărește efectul seismic în cazul structurilor rigide și îl micșorează în cazul structurilor elastice.

Măsurători înregistrate în timpul cutremurelor arată că undele seismice sînt amplificate în cazul terenurilor slabe. Spre exemplu, în figura 8—20 sînt prezentate două înregistrări efectuate cu ocazia cutremurului de la *Arvin-Tehachapi* (California, 1952) în teren aluvionar (*a*) și în teren stîncos (*b*). Amplitudinile seismogramei din terenul aluvionar sînt de 2 ... 2,5 ori mai mari decît amplitudinile măsurate simultan în terenul stîncos. S-a mai constatat că, în terenurile umede, undele seismice sînt amplificate și deci intensitatea cutremurului sporește.

Din cele arătate rezultă că o atenție deosebită trebuie acordată influenței terenului de fundație asupra comportării seismice a barajelor, și în special a celor

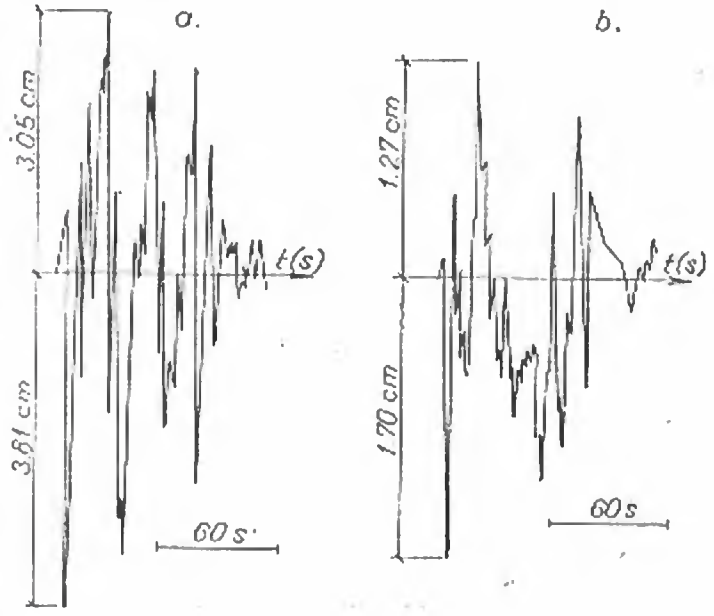


Fig. 8-20. Seismograme înregistrate cu ocazia cutremurului din Arvin-Tehachapi (1952):
a — în teren aluvionar; *b* — în teren stîncos.

din materiale locale, care în general sînt fundate pe terenuri mai slabe. De fapt și statisticile arată că avariile la cutremure ale acestor baraje sînt mai frecvente decît ale barajelor de beton. Fenomenele observate constau din tasări neuniforme ale terenului de fundație și ale umpluturilor, avînd ca rezultat modificări ale profilului transversal al acestor construcții ca și apariția de fisuri și umflări, alunecări de taluzuri etc.

Influența naturii terenului de fundație asupra solicitărilor seismice din baraj și asupra interacțiunii fundație-baraj se cunoaște în prezent mai ales sub aspect calitativ. Pentru a lua în considerație acești factori, coeficienții de intensitate seismică stabiliți pentru zona respectivă se corectează cu factori care țin seama de natura terenului de fundație și de rigiditatea construcției.

11. Modificarea coeficienților de intensitate seismică

Calitatea pămîntului sau stîncii din terenul de fundație influențează frecvențele și amplitudinile undelor seismice care se propagă prin masa sa, modificînd sensibil excitația seismică asupra structurilor amplasate pe el. Multe prescripții de calcul din diverse țări neglijează acest aspect.

Prescripțiile chiliene din anul 1967 țin seama și de natura terenului de fundație. În cadrul acestora, perioada de vibrație a pămîntului din fundație (T_0) intervine ca parametru efectiv pentru calculul coeficientului de intensitate seismică (a_c). Relațiile sînt:

$$a_c = 0{,}10\,\frac{2TT_0}{T^2 + T_0^2} \quad \text{cînd } T \geqslant T_0;$$

$$a_c = 0{,}10 \qquad \text{cînd } T \leqslant T_0, \tag{23}$$

unde:

T — perioada de vibrație proprie fundamentală a structurii;

T_0 — perioada de vibrație a pămîntului, care variază de la 0,3 s pentru pămînturi tari la 0,9 s pentru pămînturi moi.

În lucrarea [19] se propune o metodă pentru determinarea forțelor seismice care ține seama și de calitățile pămîntului din fundație. În tabelul 8—3 se prezintă perioadele predominante ale vibrațiilor pămînturilor de diferite categorii. Cunoașterea lor este importantă deoarece, cînd vibrațiile proprii ale structurilor coincid cu ale pămîntului din fundație, răspunsul seismic este mai energic.

TABELUL 8-3

Categoria	Descrierea pămîntului	Perioada T_s (s)	
		limita inferioară	limita superioară
I	Terenuri tari din epoca terțiară sau mai vechi, care se întind pe mari teritorii. Nisipuri compacte și pietrișuri consolidate. La suprafață pot să aibă un strat aluvionar pînă la 2 m grosime	0,0	0,2
II	Terenuri tari din categoria descrisă mai sus. Depuneri glaciare de 3 ... 15 m grosime. Depuneri aluvionare de 2 ... 5 m grosime	0,0	0,4
III	Depuneri glaciare de 15 ... 30 m grosime. Depuneri aluvionare foarte moi de 5 ... 20 m grosime	0,2	0,6
IV	Depuneri aluvionare foarte moi de 20 ... 80 m grosime	0,6	1,0
V	Idem, de 80 ... 140 m grosime. Umpluturi de pămînt cu grosimi pînă la 30 m	1,0	1,4
VI	Depuneri aluvionare cu grosimi mai mari de 140 m. Depuneri foarte moi și neconsolidate. Umpluturi de pămînt cu grosimi mai mari de 30 m	1,4	3,0

12. Comportarea betonului la solicitări dinamice

Comportarea betonului supus la solicitări dinamice este mult diferită de comportarea la încărcări statice, datorită naturii sale vîscos-elastice [6].

În figura 8—21 se prezintă rezultatele încercărilor unor epruvete la rupere prin compresiune monoaxială, încărcarea de rupere realizîndu-se într-un anumit interval de timp t_r. Se constată că atunci cînd timpul de rupere scade, rezistența betonului la rupere σ_r crește considerabil; de asemenea și înclinarea curbei efort-deformație, deci modulul de elasticitate E_b crește. Alungirea la rupere ε_r în toate încercările a rămas practic aceeași, independent de timpul de încărcare.

Pe baza acestor încercări, efectuate în Japonia, s-au stabilit următoarele relații, valabile pentru $0{,}03\ s < t_r < 8000\ s$:

$$\frac{1}{\sigma_r} = A + B \log t_r;$$

$$\frac{1}{E_b} = C + D \log t_r; \qquad (24)$$

$$\varepsilon_r = M,$$

unde A, B, C, D, M sînt constante obţinute la încercări statice standard, pentru $t_r = 100$ s şi pentru diferite tipuri de betoane. Aceleaşi constatări sînt valabile şi pentru rezistenţa la întindere a betonului.

Pe baza celor prezentate, prescripţiile japoneze recomandă ca la solicitările seismice, care sînt solicitări pulsatorii de scurtă durată, să se admită o creştere a rezistenţelor admisibile în beton. În cazul vitezelor de deformare, corespunzătoare oscilaţiilor seismice, se poate considera că rezistenţa la rupere a betonului creşte cu cel puţin 30% faţă de cea corespunzătoare la $t_r = 100$ s. Normele japoneze, elaborate în anul 1967, recomandă ca rezistenţa admisibilă a betonului la forţe seismice să crească cu 30%.

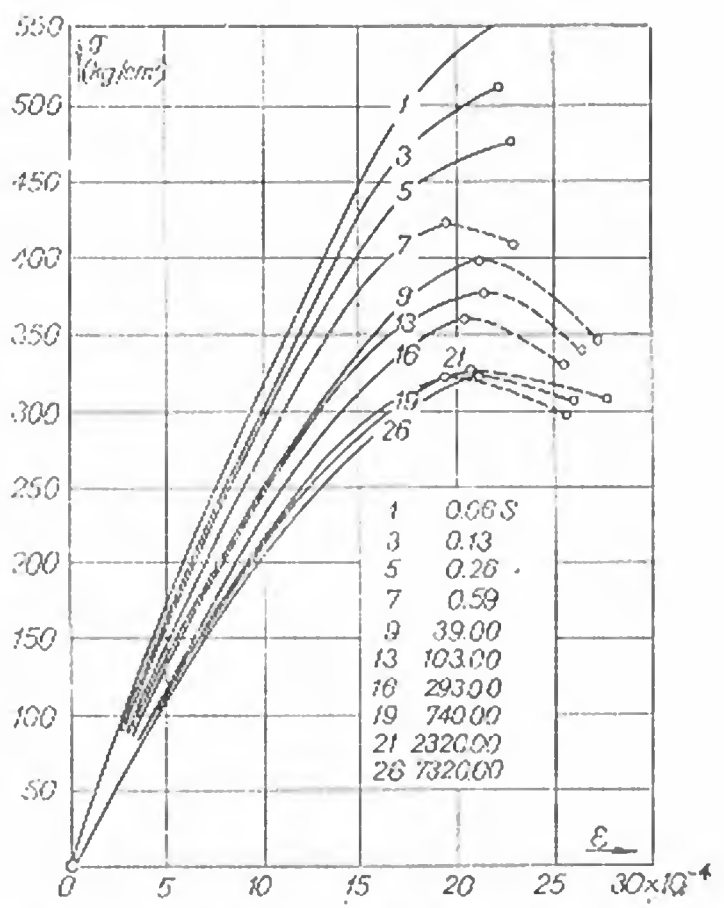


Fig. 8-21. Variaţia rezistenţelor la compresiune monoaxială a epruvetelor de beton solicitate de încărcări dinamice.

Aplicarea recomandării de mai sus trebuie corelată cu analiza privind comportarea la sarcini pulsatorii de lungă durată şi repetate care produc în materiale fenomene de oboseală.

§ 4. BARAJE DE GREUTATE

13. Elemente de calcul dinamic

Barajele de greutate sînt construcţii monolite care pot fi considerate că au o comportare elastică la solicitările seismice. Un studiu interesant asupra proiectării antiseismice a barajelor de greutate, aplicînd teoria vibraţiilor corpurilor elastice, a prezentat *M. Hatanaka* [20] la al doilea congres mondial de inginerie seismică (Tokyo, 1960). În ipoteza comportării perfect elastice a unui baraj de greutate în timpul seismului, el prezintă o metodă de determinare a coeficientului seismic pentru

corpul barajului, expresii pentru determinarea frecvențelor proprii și principiile proiectării unei structuri rezistente la cutremur.

La calculul antiseismic al barajelor de greutate coeficientul a_c se ia de obicei de mărime constantă și uniform distribuită pe înălțimea barajului. Coeficientul seismic a_c se obține din raportul între forțele seismice maxime care apar într-o structură elastică și greutatea structurii.

Răspunsul unei structuri elastice la o mișcare seismică se obține prin însumarea modurilor proprii de vibrație ale structurii. Și coeficientul seismic a_c poate fi exprimat în funcție de suma acelorași moduri proprii de vibrație. La barajele de greutate și în special la barajele de greutate înalte perioada proprie fundamentală a barajului este în general de durată aproximativ egală cu perioada predominantă a mișcării seismice a fundației. În consecință este suficient a se calcula coeficientul seismic numai pentru modul fundamental de vibrare. În această ipoteză și neglijînd amortizarea, o soluție aproximativă pentru coeficientul seismic a_c se exprimă astfel:

$$a_c = \frac{A_0}{g} = \frac{n}{g} \int_0^t \ddot{U}(\tau) \sin n\,(t - \tau)\,\mathrm{d}\tau, \tag{25}$$

unde:

$\ddot{U}(\tau)$ — accelerația mișcării seismice a fundației;

n — frecvența circulară fundamentală a barajului, fără considerarea amortizării ($n = 2\pi/T_0$).

În ipoteza considerării coeficientului de amortizare (ν), spectrul accelerațiilor structurii elastice devine:

$$A = \frac{n^2}{\omega} \int_0^t \mathrm{e}^{-\nu(t-\tau)}\, \ddot{U}(\tau) \sin \omega\,(t - \tau)\,\mathrm{d}\tau, \tag{26}$$

unde ω este frecvența circulară fundamentală a barajului, cu considerarea amortizării ($\omega = 2\pi/T$).

Hatanaka [20] recomandă considerarea accelerației seismice atît pe orizontală (transversal pe baraj) cît și pe verticală. Se fac notațiile:

X — funcția modului propriu fundamental al barajului pe direcție orizontală;

Y — funcția modului propriu fundamental al barajului pe direcție verticală;

n' și ω' — frecvențele circulare pentru problema bidimensională, fără amortizare și respectiv cu amortizare;

C și C' — constante depinzînd de modul fundamental.

Conform notațiilor din lucrarea [20] coeficientul seismic se exprimă astfel:

— pentru problema unidimensională: $a_c = \frac{1}{g} CYA$

— pentru problema bidimensională: $a'_c = \frac{1}{g} C'XYA'$

$$A' = \frac{n'^2}{\omega'} \int_0^t \mathrm{e}^{-\nu(t-\tau)}\, \ddot{U}(\tau) \sin \omega'\,(t - \tau)\,\mathrm{d}\tau. \tag{27}$$

Pentru determinarea lui A și A' este necesar a fi cunoscute accelerograma cutremurului de calcul $\ddot{U}(\tau)$ și frecvențele circulare proprii ale sistemului.

Accelerograma $\ddot{U}(\tau)$ poate fi stabilită numai pe baza istoriei seismice a amplasamentului. Dacă există înregistrări în amplasament, în timpul unor cutremure puternice din trecut, atunci pe baza lor și a probabilității de producere se poate stabili accelerograma de calcul.

Calculul vibrațiilor proprii ale unui baraj de greutate se face prin considerarea acestuia ca secțiune triunghiulară simetrică încastrată la bază, avînd raportul β între lățimea la bază B și înălțimea H egal cu 0,7...0,9. În calculul perioadei vibrațiilor proprii se ia în considerare atît influența momentului încovoietor cît și a forței tăietoare. În această ipoteză perioada fundamentală a vibrațiilor proprii T_{ii} se poate exprima cu formula:

$$T_{ii} = C_{ii} H \sqrt{\frac{\rho}{E}}, \tag{28}$$

unde

C_{ii} — coeficient ce depinde de pantele secțiunii barajului și de coeficientul lui Poisson μ;
H — înălțimea barajului;
ρ — densitatea betonului;
E — modulul de elasticitate al betonului.

Din literatură se cunosc expresiile perioadelor fundamentale proprii ale vibrațiilor, ținînd seama numai de momentele de încovoiere T_i sau numai de forțele tăietoare T_t:

$$T_i = 4{,}098 \frac{H}{\beta} \sqrt{\frac{\rho}{E}} = C_i H \sqrt{\frac{\rho}{E}};$$
$$T_t = \frac{2\pi H}{2.4048} \sqrt{\frac{\rho}{E}} = C_t H \sqrt{\frac{\rho}{E}}. \tag{29}$$

În figura 8-22 se prezintă diagrama coeficienților C_i, C_t, C_{ii} în funcție de raportul β și coeficientul lui Poisson μ. Se vede că atunci cînd β este mic, T_{ii} tinde către

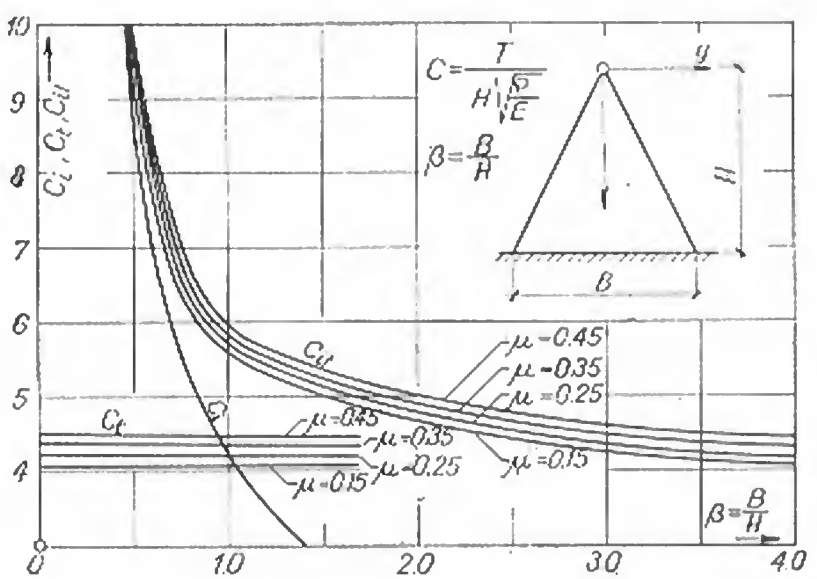


Fig. 8-22. Variația coeficienților C_i, C_t, C_{ii} cu raportul $\beta = B/H$.

T_t, iar cînd β este foarte mare, T_{tt} tinde către T_t, ceea ce era de aşteptat. În domeniul real al barajelor de greutate clasice şi evidate ($\beta = 0{,}8 \ldots 1{,}2$; $\mu = 0{,}15$) raportul T_{tt}/T_t este de 1,3 ... 1,5, deci influenţa forţelor tăietoare asupra mărimii perioadei fundamentale proprii a barajului este mare şi nu poate fi neglijată.

În figura 8-23 este prezentat modul fundamental de vibrare Y funcţie de înălţimea relativă a barajului şi de diverse rapoarte β, pentru coeficientul lui Poisson $\mu = 0{,}15$, în ipotezele considerării numai a momentelor încovoietoare Y_t, a momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare Y_{tt} şi numai a forţelor tăietoare Y_t. Influenţa lui μ asupra deformaţiilor este foarte redusă: cînd μ variază de la 0,15 la 0,45, deformata Y_t se modifică cu mai puţin de 1 %. În domeniul valorilor reale $\beta = 0{,}8..$ 1,2, raportul Y_{tt}/Y_t la un baraj de înălţime mijlocie este de 1,7 ... 2,1.

Calculele pentru diagramele din figurile 8-22 şi 8-23 au fost efectuate pentru secţiuni triunghiulare simetrice ($\lambda_1 = \lambda$). În cazul secţiunilor reale ale barajelor de greutate, cu $\lambda_1 < \lambda$, rezultatele diferă cu cîteva procente faţă de secţiunea simetrică cu acelaşi β. Astfel, diagramele prezentate pot fi folosite cu suficientă exactitate pentru calculele practice.

Napetvaridze [9] determină următoarea formulă pentru calculul distribuţiei coeficientului de seismicitate din corpul barajului a_c (y) în funcţie de coeficientul de seismicitate al fundaţiei a_f (fig. 8-24,*a*):

$$a_c(y) = a_f \left(1 + 1{,}5 \frac{y}{H}\right). \tag{30}$$

În figura 8-24, *b* se prezintă diagrama solicitărilor seismice de inerţie din masa barajului, calculate cu formula:

$$p(y) = \gamma_b a_c(y)\, B(y). \tag{31}$$

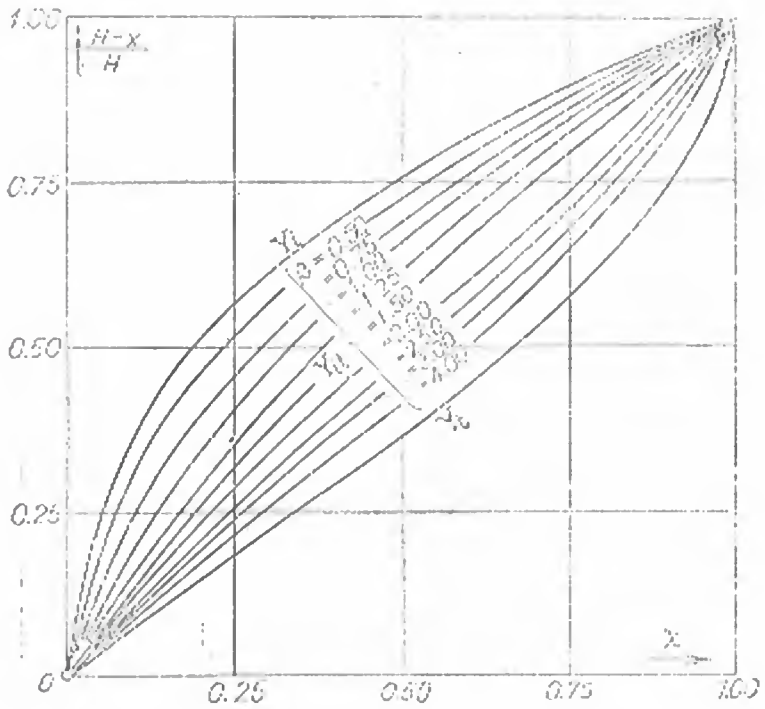


Fig. 8-23. Moduri fundamentale de vibraţie pentru un profil simetric de baraj de greutate; $\chi = \frac{Y(x)}{Y_{max}}$ deplasări relative.

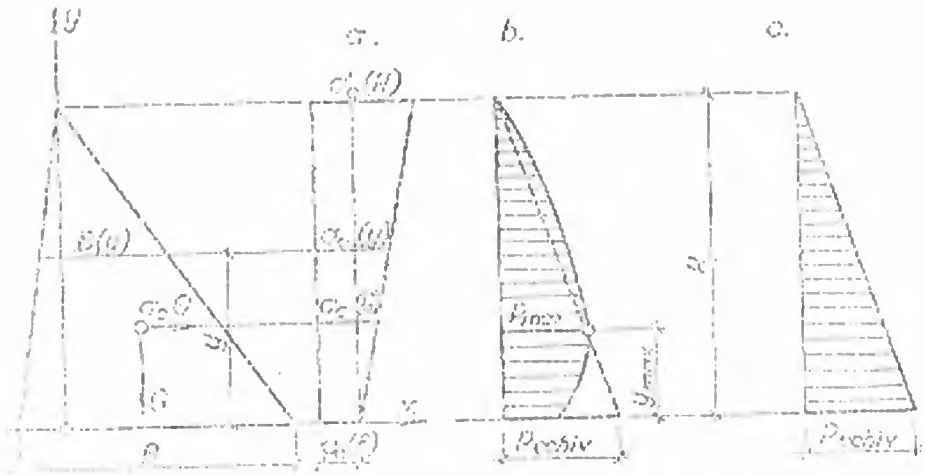


Fig. 8-24. Schema de calcul antiseismic al unui baraj de greutate, după Napetvaridze:

a — coeficient de seismicitate al corpului barajului; *b* — diagrama forțelor de inerție din masa barajului; *c* — diagrama forțelor de inerție echivalente.

Această diagramă se poate înlocui cu o diagramă triunghiulară, punînd condiția de egalitate a suprafețelor; în acest caz coeficientul seismic echivalent din corpul barajului $a'_c(y)$ devine constant pe toată înălțimea:

$$a'_c(y) = 1{,}25a_f. \tag{32}$$

După determinarea coeficientului seismic pentru corpul barajului calculele de stabilitate și de determinare a eforturilor continuă ca în metoda statică. Presiunea apei în timpul cutremurului se determină conform indicațiilor date mai înainte.

În lucrarea [21] se folosește metoda elementului finit pentru determinarea frecvențelor și modurilor proprii de vibrație a barajelor de greutate. Schema de calcul și deformația barajului în primul mod propriu de vibrație funcție de raportul $E_{fundație}/E_{baraj}$ se prezintă în figura 8-25.

Sistemul de ecuații diferențiale, sub formă matriceală, are forma:

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = 0, \tag{33}$$

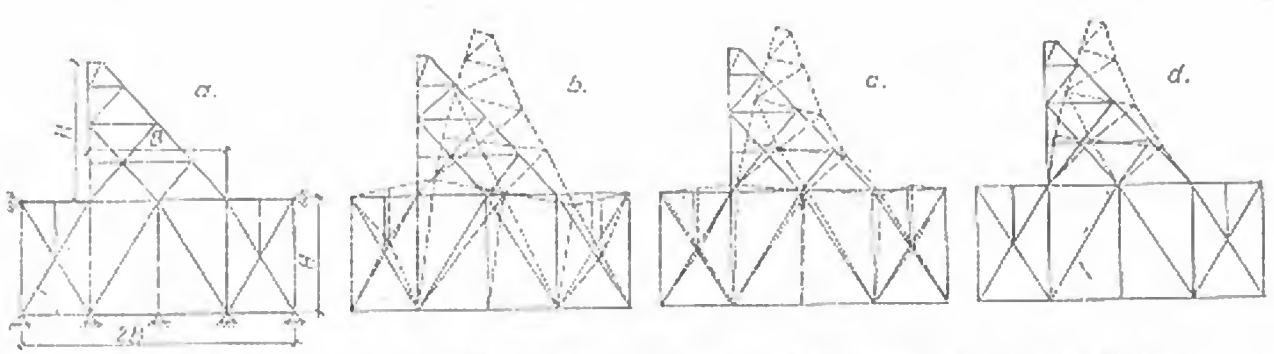


Fig. 8-25. Metoda elementului finit pentru calculul primului mod propriu de vibrație al barajelor de greutate în funcție de raportul modulilor de elasticitate fundație E_f și baraj E_b:

a — schema de calcul baraj-fundație; primul mod propriu în ipotezele: *b* — $E_f/E_b = 1{,}6$; *c* — $E_f/E_b = 1$; *d* — $E_f/E_b = 100$.

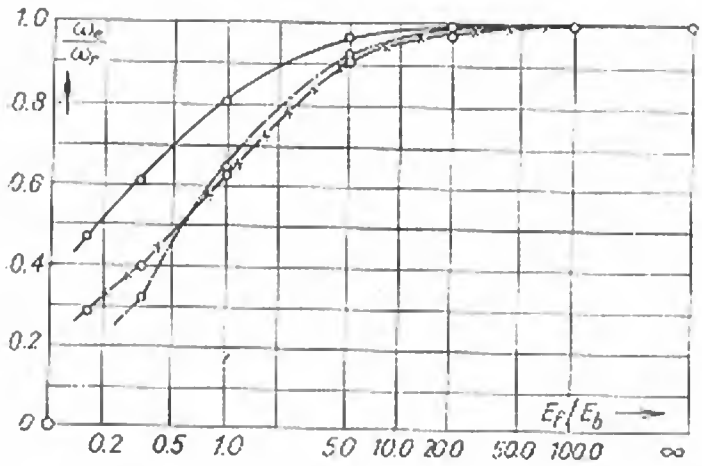


Fig. 8-26. Influența rigidității fundației asupra primelor trei frecvențe proprii ale barajului de greutate din figura 8-25:
ω_e — frecvența proprie în ipoteza fundației elastice; ω_r — frecvența proprie în ipoteza fundației infinit rigide.

unde:

$[M]$ — matricea maselor proprii;
$[K]$ — matricea rigidităților;
$\{\delta\}, \{\ddot{\delta}\}$ — vectorii deplasărilor proprii ale nodurilor rețelei, respectiv accelerațiile (s-au considerat deplasările pe orizontală și verticală).

Dacă ω este frecvența și F modul propriu de vibrație atunci:

$$\{\delta\} = F \sin \omega t \tag{34}$$

și ecuația (33) se transformă astfel:

$$([K] - \omega^2[M])\, F = 0. \tag{35}$$

După determinarea frecvențelor ω, prin anularea primului factor al sistemului, se determină apoi aspectul formelor proprii pentru fiecare frecvență.

Metoda elementului finit permite calculul frecvențelor și formelor proprii de vibrație ale barajului funcție de calitatea fundației. Calculele arată că raportul $E_{fundației}/E_{baraj}$ are o influență importantă asupra frecvențelor proprii ale barajului. La fundații slabe, frecvențele proprii se micșorează sensibil față de cele corespunzătoare fundațiilor infinit rigide, așa cum se vede în figura 8-26.

14. Comparația rezultatelor teoretice și experimentale

În figura 8-27, *a* se prezintă comparativ rezultatele calculelor teoretice după procedeul propus de *Hatanaka* și măsurătorile efectuate pe un model. Se constată o concordanță suficient de bună a valorilor perioadelor fundamentale proprii, calculate luînd în considerare influența momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare, cu valorile măsurate pe model [1].

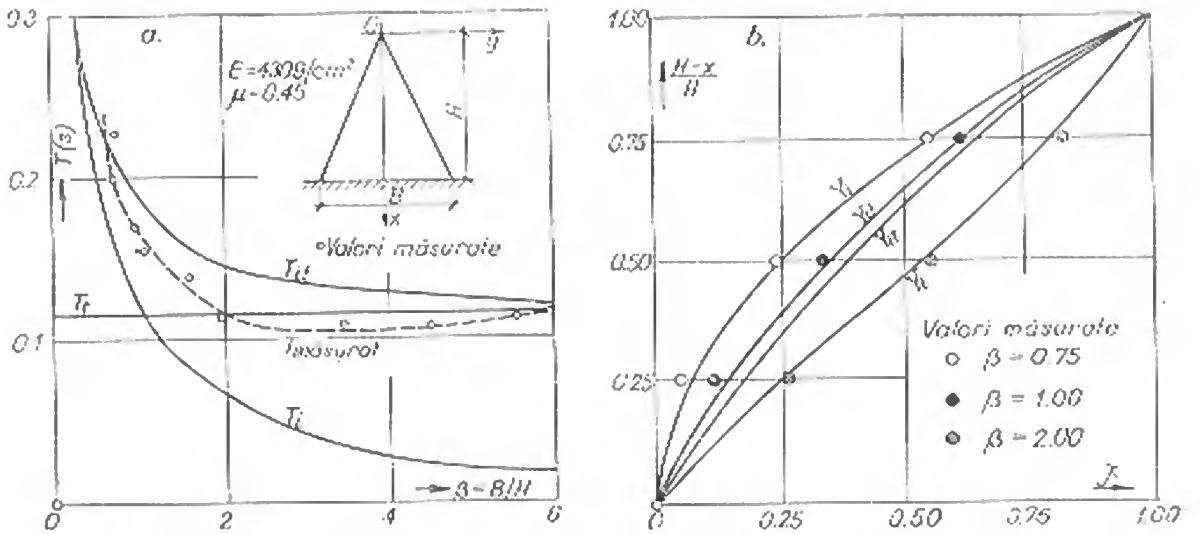


Fig. 8-27. Comparaţie între valori calculate şi măsurate pe model:
a — perioade proprii fundamentale; *b* — forme proprii în coordonate relative; $\chi = \frac{Y(x)}{Y_{max}}$.

În figura 8-27, *b* se prezintă comparaţia deformatelor în modul propriu fundamental pe direcţia verticală, calculate şi apoi măsurate pe model pentru diverse rapoarte β. Rezultatele teoretice şi experimentale concordă pentru $\beta = 2$, dar în zona $\beta \approx 0{,}75 \ldots 1{,}00$ curbele deformatelor teoretice şi experimentale prezintă diferenţe pînă la 25% între valorile corespondente.

În tabelul 8-4 se face o comparaţie între perioadele fundamentale proprii, calculate după procedeul expus mai înainte şi perioadele măsurate la cîteva

TABELUL 8-4

Denumirea barajului	Înălţimea (m)	$\beta = \frac{B}{H}$	Perioade calculate (s)		Perioade măsurate (s)	Forţele vibratorii în momentul măsurării
			$E = 250\,000$ (kg/cm²)	$E = 300\,000$ (kg/cm²)		
Taifu	50,9	0,90	0,094	0,085	0,35 ... 0,60	Cutremur natural
Miura	84,1	0,95	0,155	0,141	0,60 ... 1,20 0,20 ... 0,60	Explozii (lac plin) Explozii (lac gol)
Tsukabaru	80,0	0,88	0,147	0,134	0,146	Oscilaţii artificiale (lac plin)
Mikihara	66,0	0,86	0,122	0,111	0,130	Cutremur natural (lac plin)

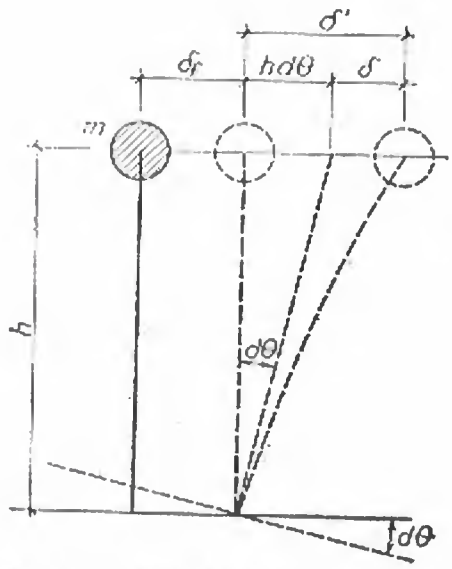


Fig. 8-28. Schemă pentru calculul perioadei proprii fundamentale, cu considerarea deformațiilor fundației.

baraje de greutate din Japonia. Se constată că, în unele cazuri, perioadele măsurate sînt mult mai mari decît cele calculate.

O cauză a diferențelor între valorile fundamentale calculate și măsurate este constituită de deformațiile fundațiilor barajelor. În calcule se consideră un baraj perfect încastrat, iar în realitate fundația are deplasări și rotiri. În figura 8-28 se prezintă schema de calcul în ipoteza cînd se consideră și deformațiile fundațiilor.

Pentru simplitate, barajul și fundația pot fi considerate ca o singură masă (fig. 8-28). În acest caz, perioada naturală a barajului T_r, ținînd seama și de deformarea rocii poate fi exprimată astfel (*Okamoto*):

$$T_r = T\sqrt{1 + \frac{\delta'}{\delta}}, \tag{36}$$

unde:

T — perioada naturală a barajului în ipoteza fundației fixe;
δ — deplasarea masei, în cazul fundației fixe, produsă de o forță unitară aplicată orizontal în centrul de greutate al masei;
δ' — deplasarea masei, în cazul fundației care se rotește, produsă de o forță unitară.

Coeficientul seismic cu considerarea rotirii fundației va fi:

$$a_{cr} = \frac{n_r}{g}\int_0^t \dot{U}(\tau)\sin n_r(t-\tau)\,d\tau, \tag{37}$$

unde $n_r = 2\pi/T_r$.

De remarcat că spectrul accelerațiilor A_r în cazul considerării deformării roci este similar cu cel obținut în ipoteza încastrării perfecte.

15. Avarii produse de cutremure

Din statistica barajelor de greutate care în decursul timpului au fost solicitate de cutremure, se prezintă mai jos cîteva cazuri [1]:

Barajul *Blackbrook*, de 30,5 m înălțime, a fost avariat în anul 1957 în urma unui cutremur de gradul 8 MM, cu epicentrul la 6,5 km depărtare. Avariile principale s-au produs la partea superioară a barajului și au constat din numeroase crăpături, vizibile cu ochiul liber. De asemenea, s-au produs dislocări ale rocii de fundație.

Infiltrațiile de apă prin baraj și fundație au crescut de la 2,27 m³/zi la 909 m³/zi, iar după 4 săptămîni au scăzut la 136 m³/zi. În timp, infiltrațiile s-au redus la normal. S-a admis că drept cauză a creșterii infiltrațiilor a fost deranjarea straturilor de fundație.

Date interesante au fost obținute cu ocazia cutremurului *Orleansville* din septembrie 1954, în Algeria. Barajul de greutate *Oued Fodda*, de 90 m înălțime, n-a suferit practic nimic, deși se afla la 30 km de epicentrul cutremurului. Barajul de greutate deversant *Pantelia*, construit în 1870 din zidărie și situat la 3,5 km de epicentrul cutremurului, și-a deplasat axa longitudinală, suferind o scufundare de 0,55 m, fără dislocarea zidăriei sau desprinderea de fundație. Barajul nu a suferit avarii pentru că deplasarea pe care a avut-o a fost de natură rigidă.

Două baraje de greutate din zidărie de piatră, care făceau parte din sistemul hidroenergetic *Mokone* (Japonia), au fost avariate cu ocazia unui cutremur de pământ în anul 1923. Avariile au constat din fisuri orizontale și verticale la nivelul coronamentului [9].

Barajul de greutate *Tegokura* (Japonia) a fost timp de 3 ani subiectul mai multor cutremure importante. Seismografe și aparate de măsură amplasate în corpul barajului au măsurat răspunsul său și mărimea presiunii hidrodinamice. Măsurătorile au arătat că, la solicitări seismice de frecvențe înalte, barajul răspunde foarte energic, suferind deplasări mari. Nu au fost constatate avarii.

Barajul de zidărie cu beton *Koyna*, înalt de 104 m, intrat în exploatare în anul 1961, a fost supus în octombrie și decembrie 1967 la două cutremure cu intensitatea 5,5 și respectiv 6,5 MM [22]. Aparate montate în corpul barajului au permis determinarea intensității seismice. S-au înregistrat accelerații orizontale maxime de 510 cm/s² transversal pe baraj, de 660 cm/s² longitudinal pe baraj și accelerații verticale maxime de 360 cm/s². Barajul a fost avariat, înregistrîndu-se fisuri orizontale în treimea superioară, care au condus la dublarea debitului infiltrat prin corpul său (fig. 8-29,*a*). Nu s-au observat înclinări sau tasări la nivelul fundației.

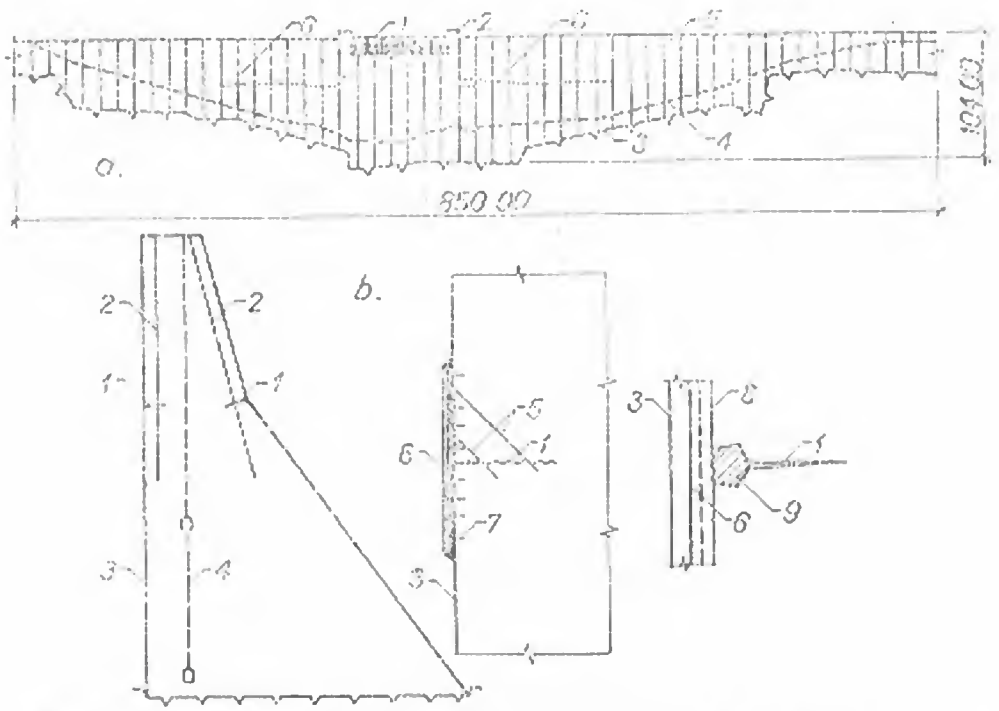


Fig. 8-29. Avarii la barajul Koyna la cutremurul din decembrie 1967:

a — vedere din amonte; *1* — zonă deversantă; *2* — puț ascensor; *3* — linie fundație; *4* — linie teren; *5* — ploturi; *6* — fisuri în urma cutremurului; *b* — detalii de reparații; *1* — fisuri; *2* — cabluri tensionate; *3* — paramentul amonte; *4* — tuburi de drenaj; *5* — foraje de injectare; *6* — etanșare; *7* — ancoraje; *8* — zonă de beton îndepărtată; *9* — rășină epoxidică.

Reparațiile au constat din injectarea fisurilor, după ce zona fisurată a fost etanșată la paramente cu rășini epoxidice. S-au injectat de asemenea fisurile fine care plecau din galeriile barajului (fig. 8-29,*b*). Zonele cu fisuri orizontale au fost de asemenea consolidate cu cabluri tensionate. În urma reparațiilor efectuate, care au durat circa trei luni, barajul se comportă bine în exploatare.

Statisticile cu privire la barajele de greutate care au fost solicitate de cutremure arată în general o bună comportare. Ca măsuri constructive se recomandă prevederea de rosturi care să permită deplasări relative între ploturi, o atenție specială fiind acordată ploturilor de margine (la versanți), unde posibilitățile de fisurare sînt mai mari.

§ 5. BARAJE ARCUITE

16. Elemente de calcul dinamic

În ultimii ani s-au înregistrat unele progrese în domeniul metodelor de calcul la solicitările provocate de cutremur la barajele arcuite. Ipotezele metodelor de calcul static sînt aproximative mai ales în cazul barajelor arcuite, care sînt structuri mai flexibile decît alte tipuri de baraje.

Pentru calculul antiseismic al barajelor arcuite s-a dezvoltat mai ales metoda de calcul pseudostatică sau a sarcinilor statice echivalente, în care, pe baza metodelor dinamicii se determină coeficienții de seismicitate ai corpului barajului, diferiți de cei ai fundației, iar forțele de inerție astfel rezultate se aplică static. Recent, folosind avantajele oferite de marile calculatoare, s-au dezvoltat și metode bazate pe teoria vibrațiilor, în care eforturile produse de cutremur se calculează prin integrarea numerică a ecuațiilor dinamice de mișcare ale barajului arcuit.

Din punct de vedere dinamic, un baraj arcuit este o structură cu un număr infinit de grade de libertate. Pentru calculul practic, în funcție de precizia dorită, se admite că structura are un număr finit n de grade de libertate dinamică. O astfel de structură acționată de o accelerogramă $\ddot{U}(t)$, este caracterizată matematic de ecuația dinamică a mișcării de tip *d'Alembert*, care se scrie pentru fiecare punct (i) din cele (n) ale structurii:

$$M_i\ddot{x}_i + C_i\dot{x}_i + \sum_1^n{}_j K_{ij}x_j = -M_i\ddot{U}(t), \tag{38}$$

unde:

M_i — masa aferentă punctului (i);
C_i — coeficientul amortizării vîscoase în punctul (i);
K_{ij} — rigiditatea sistemului aferentă punctului (i) [forța necesară în (i) pentru a obține în (j) deplasarea unitară $x_j = 1$];
$\ddot{x}_i$, $\dot{x}_i$ x_i — funcțiile acceleraților, vitezelor și deplasărilor punctului (i) sub acțiunea excitației perturbatoare $\ddot{U}(t)$.

Sub formă matricială sistemul de ecuaţii tip (38) pentru întreaga structură se scrie:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\ddot{U}(t). \tag{39}$$

În cazul lacului plin, masa $[M]$ este compusă din masa corpului barajului şi masa adiţională de apă. Aceasta din urmă se determină din forţa hidrodinamică aferentă fiecărui punct, determinată în general după formulele lui *Westergaard*, corectate pentru coronamente curbe. Lucrări mai recente caută să ia în considerare interacţiunea dinamică dintre baraj şi apa din lac în timpul cutremurului.

Sistemul de ecuaţii (39) se poate rezolva prin mai multe procedee, caracteristice metodelor de calcul menţionate.

Un procedeu utilizat în metoda pseudostatică este metoda analizei modale. O structură care vibrează liber, cu una din frecvenţele sale proprii, prezintă o distribuţie caracteristică a amplitudinilor (deplasări maxime) denumite forme proprii de vibraţie.

Pentru calculul frecvenţelor şi formelor proprii în sistemul de ecuaţii (39) membrul drept se anulează. De asemenea în acest calcul se neglijează şi amortizarea, care în cazul structurilor reale are o influenţă redusă asupra mărimii frecvenţelor proprii. Se obţine sistemul de ecuaţii al vibraţiilor libere:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0. \tag{40}$$

Pentru x se admit soluţii de forma:

$$x = R_e\{V e^{i\omega t}\}, \tag{41}$$

unde

R_e — arată că din matrice se consideră numai partea reală;
V — funcţia vectorilor proprii sau matricea modală;
ω — frecvenţele circulare proprii.

Sistemul de ecuaţii devine:

$$([K] - \omega^2[M])\{V\} = 0 \tag{42}$$

care reprezintă un sistem de (n) ecuaţii cu (n) necunoscute V. Pentru a avea soluţii nebanale este necesar ca determinantul:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0, \tag{43}$$

care prin dezvoltare conduce la un polinom de gradul n în $\lambda = 1/\omega^2$, denumit ecuaţie seculară, caracteristică sau a pulsaţiilor.

Prin rezolvarea ecuaţiei seculare se obţin cele n mărimi ale frecvenţelor circulare proprii, care introduse apoi succesiv în sistemul de ecuaţii (42), permit determinarea relativă (în funcţie de un factor arbitrar de multiplicare) a valorii vectorilor proprii, deci a formelor proprii.

Considerînd pentru sistemul de ecuaţii (39) soluţii după funcţiile proprii ale sistemului, de forma:

$$x_i(t) = \sum_1^n {}_i\, x_{ik}\Phi_k(t), \tag{44}$$

unde x_{ik} este deplasarea în punctul (i) în forma proprie de vibraţie (k) şi $\Phi_k(t)$ este o funcţie de timp corespunzătoare fiecărei forme proprii (k) de vibraţie, sistemul

general (39) se transformă în (n) ecuații independente (pe baza ortogonalității formelor proprii):

$$\ddot{\Phi}_k(t) + 2\nu_k\omega_k\dot{\Phi}_k(t) + \omega_k^2\Phi_k(t) = -c_k\ddot{U}(t) \tag{45}$$

unde

$$c_k = \frac{\sum_1^n {}_i\, M_i x_{ik}}{\sum_1^n {}_i\, M_i x_{ik}^2},$$

ω_k — frecvența circulară a oscilațiilor proprii ale sistemului;

ν_k — raportul dintre coeficientul de amortizare și amortizarea critică, pentru modul propriu (k).

Soluțiile ecuațiilor diferențiale independente (45) au forma:

$$\Phi_k(t) = -\frac{c_k}{\omega_k}\int_0^t \ddot{U}(\tau)\, e^{-\nu_k\omega_k(t-\tau)} \sin\omega_k(t-\tau)\, d\tau = -\frac{c_k}{\omega_k}\bar{S}_v, \tag{46}$$

unde cu $\bar{S}_v$ s-a notat variația valorii integralei de tip *Duhamel* din expresia lui $\Phi_k(t)$. $\bar{S}_v$ are dimensiunile unei viteze și se numește viteza spectrală a cutremurului. Ea depinde de caracteristicile cutremurului, de procentul de amortizare din amortizarea critică și de frecvența circulară proprie a structurii. Pentru calcule interesează numai valoarea maximă a vitezei spectrale $\bar{S}_v$:

$$S_v \equiv |\bar{S}_v|_{max} \equiv \left[\int_0^t \ddot{U}(\tau)\, e^{-\nu_k\omega_k(t-\tau)} \sin\omega_k(t-\tau)\, d\tau\right]_{maxim.} \tag{47}$$

Deplasările maxime și corespunzător vitezele, accelerațiile și forțele de inerție maxime pentru fiecare mod de vibrație se obțin din curbele vitezelor spectrale ale cutremurului de calcul. Dacă se notează cu a_{ik}, coeficientul de formă care depinde de masele structurii și de deformația dinamică în modul propriu k:

$$a_{ik} = \frac{\sum_1^n {}_i\, M_i x_{ik}}{\sum_1^n {}_i\, M_i x_{ik}^2}\, x_{ik} = c_k x_{ik}, \tag{48}$$

atunci expresiile deplasărilor, vitezelor, accelerațiilor și forțelor de inerție maxime corespunzătoare fiecărei forme proprii de vibrație sînt următoarele:

$$\begin{aligned}
&\text{— deplasările} && x_i(k) = \frac{a_{ik}}{\omega_k} S_v;\\
&\text{— vitezele} && \dot{x}_i(k) = a_{ik} S_v;\\
&\text{— accelerațiile} && \ddot{x}_i(k) = \omega_k a_{ik} S_v;\\
&\text{— forțele de inerție} && F_i(k) = M_i\ddot{x}_i(k) = M_i\omega_k a_{ik} S_v.
\end{aligned} \tag{49}$$

Deplasările maxime ale structurii pot fi determinate prin însumarea valorilor deplasărilor în toate formele proprii de vibrație. Aceste deplasări maxime nu se produc însă simultan și atunci, pentru a determina cît mai precis valoarea reală a

deplasărilor structurii, se obișnuiește a se calcula amplitudinea medie pătratică a produsului $x_{ik}\Phi_k(t)$:

$$x_i(t) = \sqrt{\sum_{k=1}^{n} [x_{ik}\Phi_k(t)]^2}. \tag{50}$$

În literatură se recomandă și alte relații de compunere a deplasărilor sau eforturilor din fiecare mod propriu, pentru determinarea acestor mărimi pe structură [24].

Cunoscînd deplasările maxime ale structurii se determină forțele statice echivalente care produc aceste deplasări, respectiv eforturile maxime în structură. În figura 8-30 se prezintă primele șase forme proprii de vibrație ale barajului *Cachi* (Costa Rica). Pentru calcule interesează numai modurile proprii cu frecvențe joase

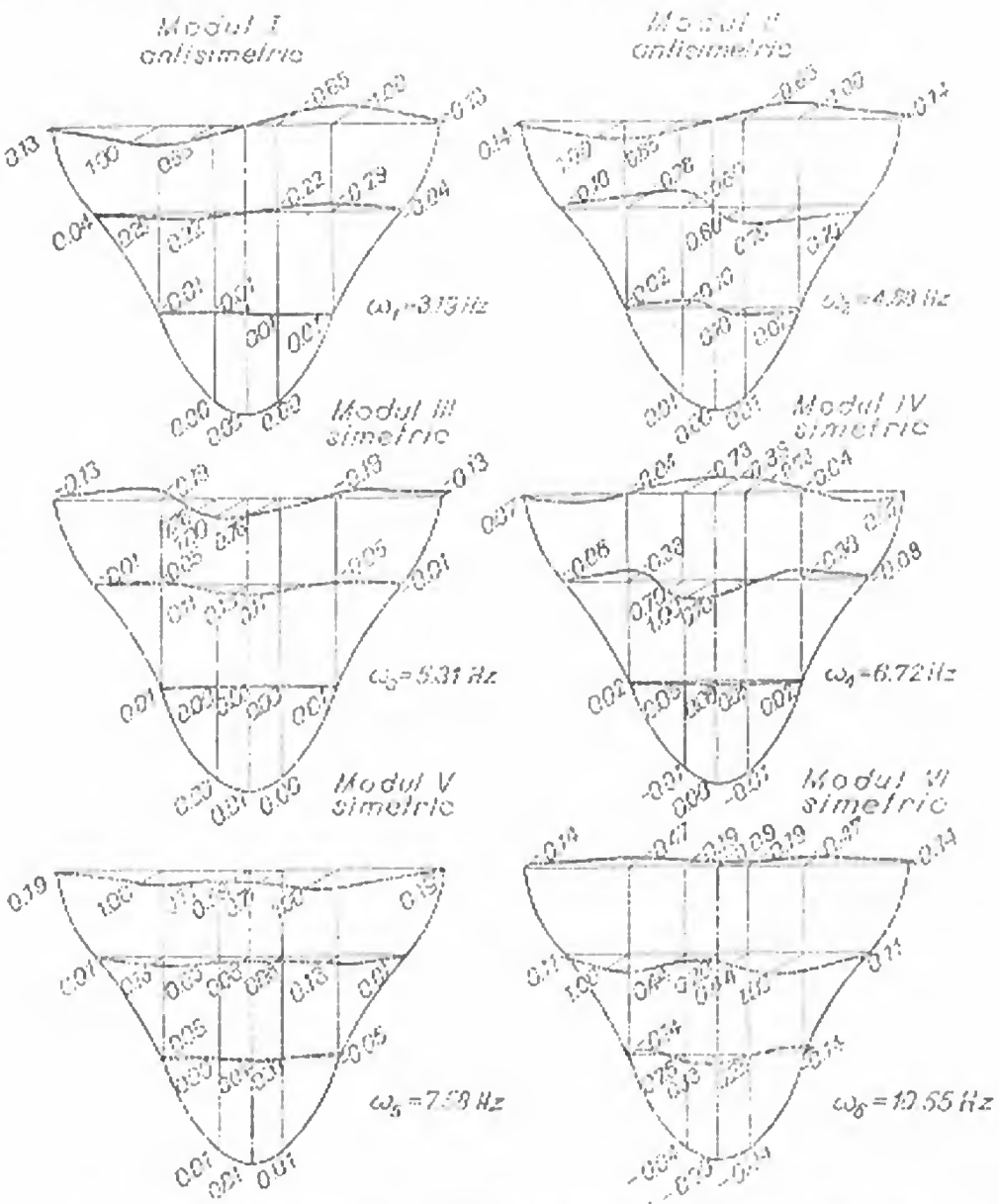


Fig. 8-30. Forme proprii de vibrație la barajul Cachi (Costa Rica).

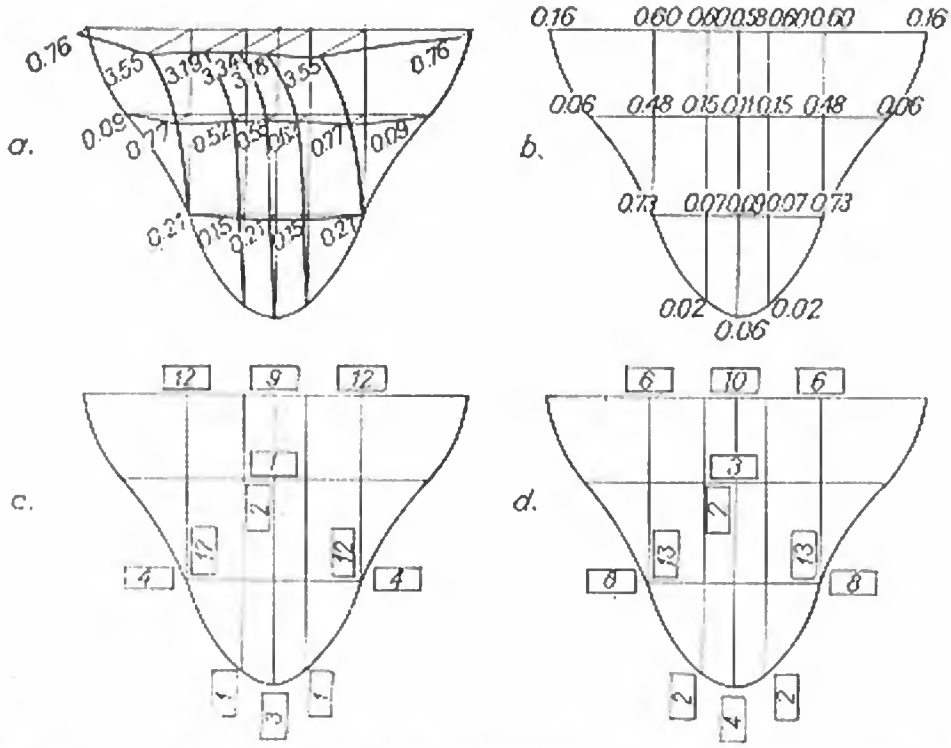


Fig. 8-31. Răspunsul barajului Cachi la cutremurul de tip El Centro (1940), acționînd amonte-aval:

a — deplasări radiale maxime, în cm; *b* — coeficientul de seismicitate al corpului barajului; *c* — eforturi maxime la paramentul amonte, în kg/cm²; *d* — eforturi maxime la paramentul aval, în kg/cm².

(pînă la 10 Hz). Practic, modurile proprii cu frecvențe mari nu au nici o influență asupra stării de deformație și deci a eforturilor din structură [23].

În figura 8-31 se prezintă pentru același baraj deplasările maxime radiale, coeficientul seismic și eforturile dezvoltate pentru cutremurul tip *El Centro*, determinate pentru un raport de amortizare de 10% din amortizarea critică. Curbele vitezelor spectrale ale cutremurului *El Centro* din 18 mai 1940 au fost calculate de *Housner (curbe spectrale Housner)* și se prezintă în figura 8-32.

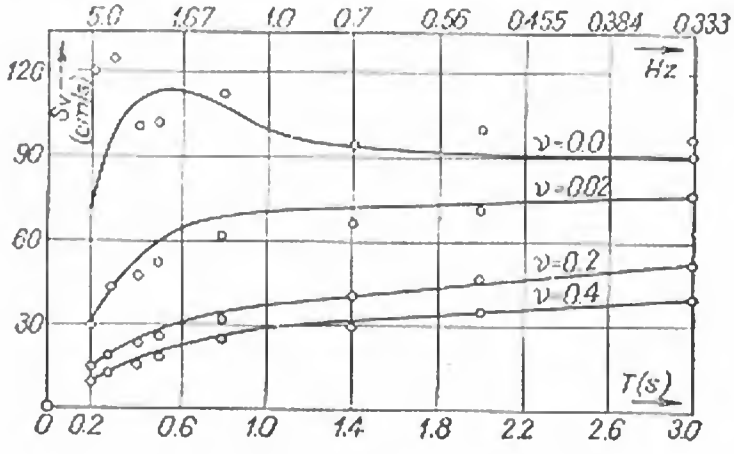


Fig. 8-32. Curbele vitezelor spectrale medii pentru cutremurul El Centro din mai 1940 (după Housner).

Se relevă că deşi coeficienţii seismici echivalenţi au valori mai ridicate decît cei utilizaţi curent (mai ales în partea superioară a barajului), eforturile rezultate sînt comparativ neimportante (de remarcat că raportul de amortizare considerat de 10% este de 2...3 ori mai mare decît cel real).

17. Metoda pas cu pas

Un alt procedeu pentru rezolvarea sistemului de ecuaţii (39) este metoda *step by step* (pas cu pas). Acest procedeu constă în integrarea numerică directă, din aproape în aproape a ecuaţiilor de mişcare, avînd cunoscută accelerograma cutremurului de calcul la scurte intervale de timp. În lucrarea [25] se arată că alegerea unui interval de $\Delta t = 0{,}02s$ conduce la o precizie suficientă.

Deplasările şi vitezele unui punct din baraj se exprimă, pentru intervalul de timp ales, în serii *Taylor* din care se consideră un număr redus de termeni. În ipoteza că pentru fiecare punct al barajului în intervalul de timp ales de la $t - \Delta t$ la t, acceleraţiile punctului variază liniar, viteza şi deplasarea la timpul t se determină după următoarele ecuaţii:

$$\{\dot{x}\}_t = \{\dot{x}\}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t}{2}\{\ddot{x}\}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t}{2}\{\ddot{x}\}_t; \tag{51}$$

$$\{x\}_t = \{x\}_{t-\Delta t} + \Delta t\{\dot{x}\}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{4}\{\ddot{x}\}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{4}\{\ddot{x}\}_t.$$

Substituind ecuaţiile (51) în sistemul de ecuaţii (39) se obţine:

$$[F]\{\ddot{x}\}_t = -[M]\ddot{U}(t) - [C]\{b\} - [K]\{c\}, \tag{52}$$

unde

$$[F] = [M] + \frac{\Delta t}{2}[C] + \frac{\Delta t^2}{4}[K];$$

$$\{b\} = \{\ddot{x}\}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t}{2}\{\ddot{x}\}_{t-\Delta t};$$

$$\{c\} = \{\ddot{x}\}_{t-\Delta t} + \Delta t\{\dot{x}\}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{4}\{\ddot{x}\}_{t-\Delta t};$$

$$[C] = a[K] \quad a \ll 1.$$

Sistemul de ecuaţii (39) se rezolvă succesiv pentru fiecare interval de timp. Fiind cunoscute deplasările, vitezele şi acceleraţiile sistemului la $t = 0$ (se pot considera nule) se calculează valorile lor la sfîrşitul intervalului de calcul prin rezolvarea sistemului. Valorile obţinute constituie valorile iniţiale de calcul pentru intervalul Δt următor.

În figura 8-33 se prezintă cîteva din rezultatele unui calcul după procedeul expus mai sus pentru un baraj arcuit solicitat de un cutremur de tip *Santa Barbara*, considerat că acţionează după direcţia amonte-aval. Pentru un factor de amortizare $a = \frac{[C]}{[K]} = 0{,}005$ se prezintă variaţia funcţie de timp a deplasărilor şi acceleraţiilor radiale, precum şi a eforturilor orizontale şi verticale, pentru două puncte din baraj.

Pentru acelaşi baraj solicitat de cutremurul tip *Santa Barbara*, în figura 8-34 se prezintă deplasările radiale ale consolei centrale în funcţie de factorul de amorti-

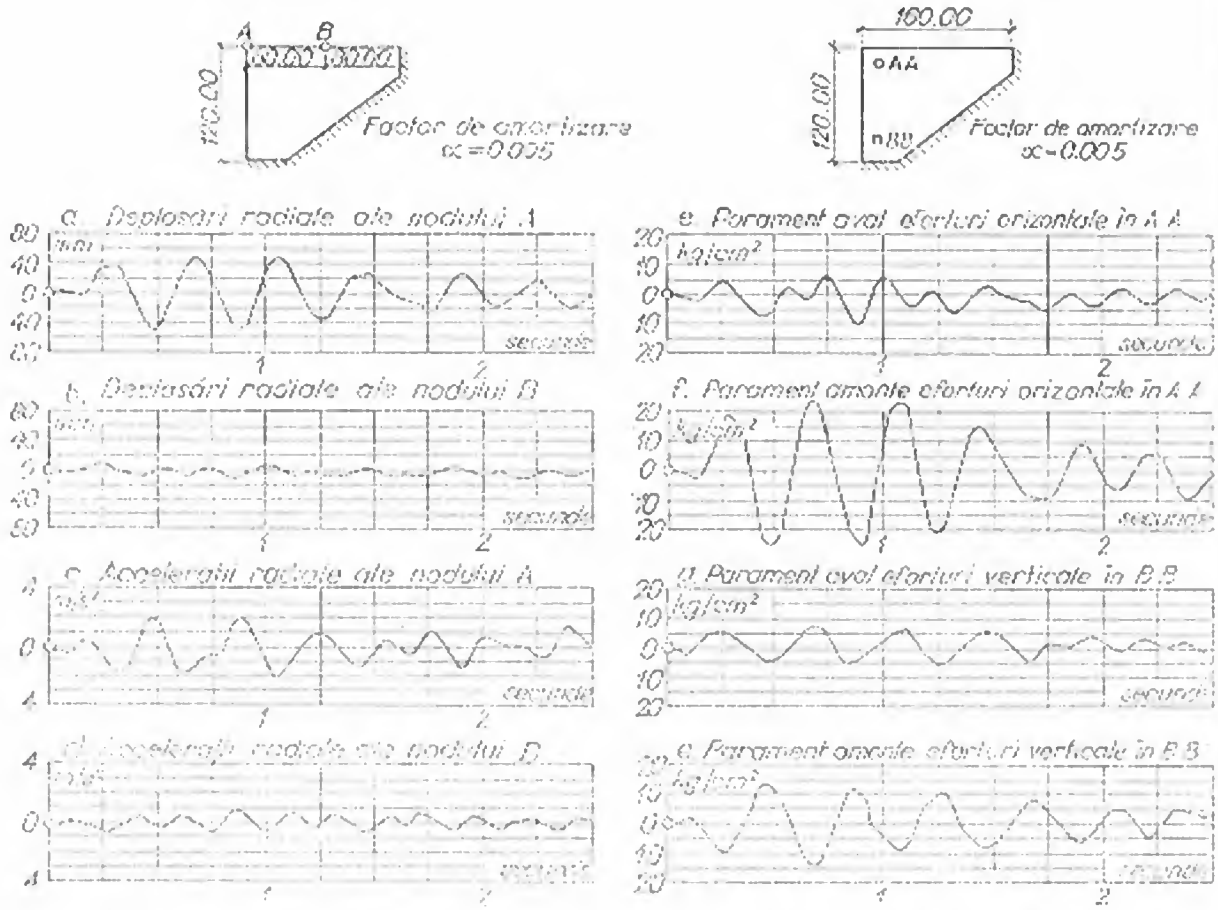


Fig. 8-33. Deplasări și accelerații radiale, eforturi orizontale și verticale la un baraj arcuit solicitat de un cutremur normal pe coardă tip Santa Barbara (1941).

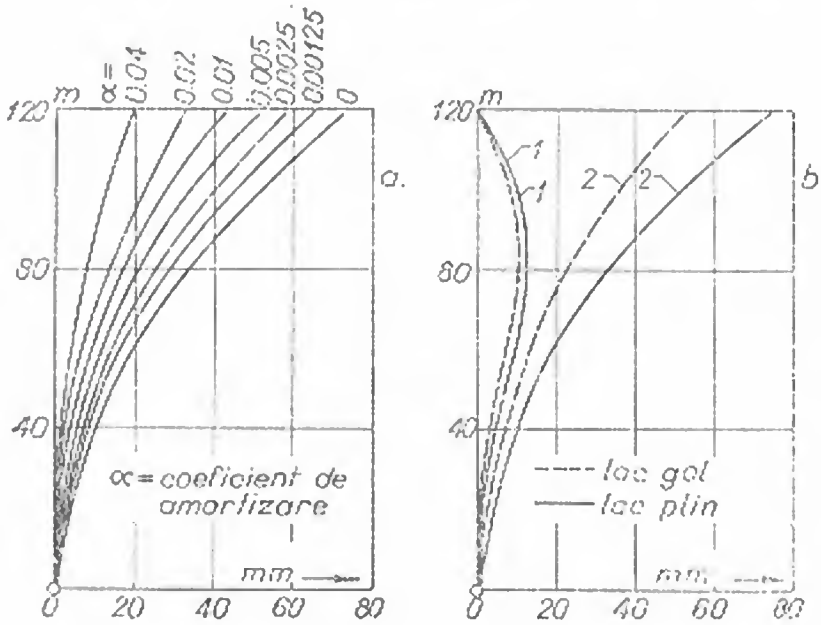


Fig. 8-34. Deplasări radiale ale consolei centrale la barajul din figura 8-33:

a — în funcție de coeficientul de amortizare; *b* — în funcție de direcția excitației și nivelul apei în lac; *1* — excitație paralelă cu coarda; *2* — excitație normală pe coardă.

zare admis și de direcția cutremurului (amonte-aval sau transversal pe vale), în cazul lacului plin și gol. De remarcat influența mare pe care o are asupra deplasărilor structurii, deci și asupra eforturilor, factorul de amortizare.

Pentru același baraj, considerînd un factor de amortizare $\alpha = 0{,}005$, în figura 8-35 se prezintă eforturile dinamice maxime orizontale și verticale din consola centrală în timpul unor cutremure amonte-aval de tipul *El Centro, Santa Barbara, Taft*

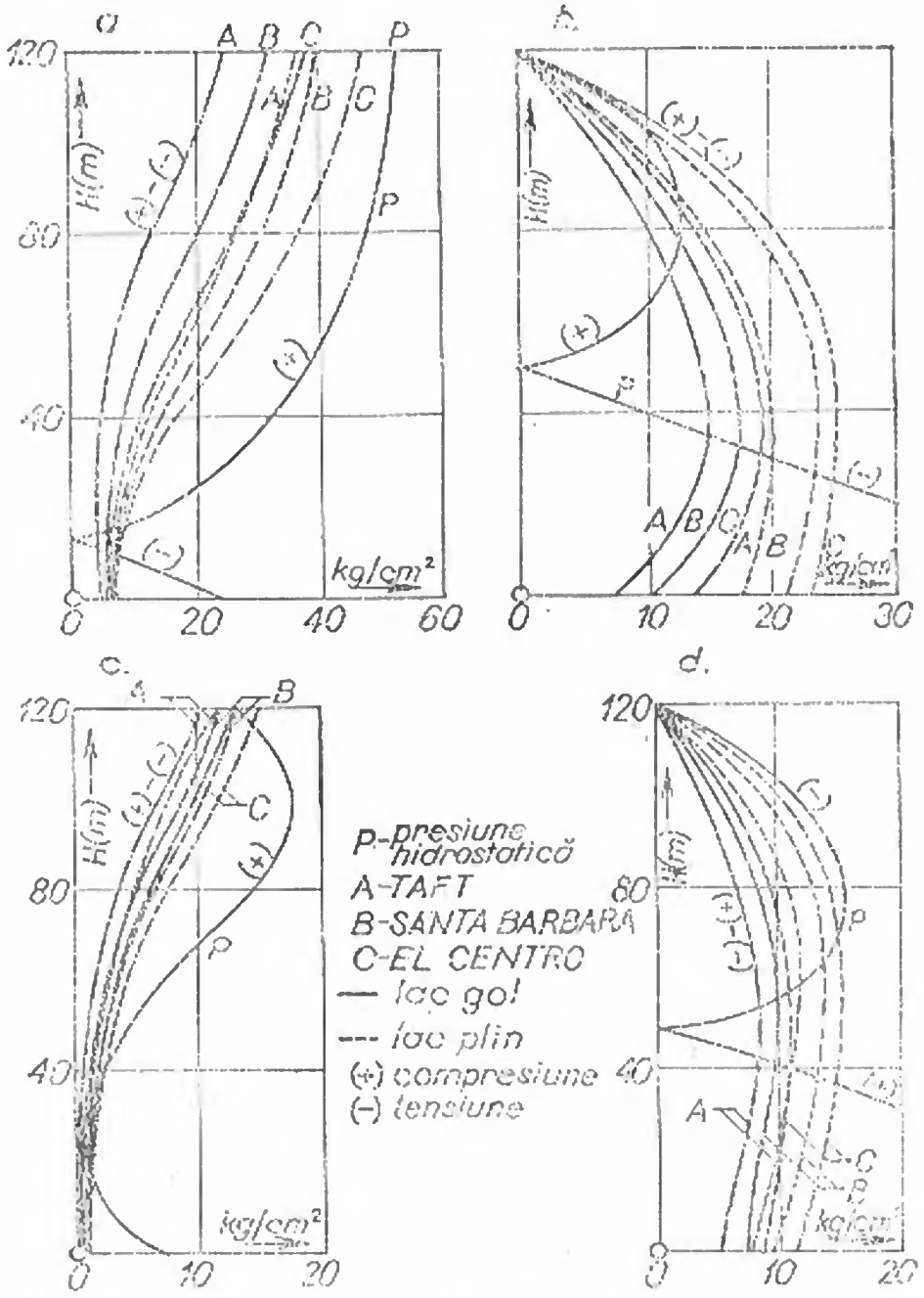


Fig. 8-35. Eforturi din cutremure tip ($\alpha = 0{,}005$), comparativ cu eforturile din presiunea hidrostatică în consola centrală a barajului din figura 8-33; *a* — eforturi orizontale paroment amonte; *b* — eforturi verticale paroment amonte; *c* — eforturi orizontale paroment aval; *d* — eforturi verticale paroment aval.

în cazul lacului plin și gol, comparativ cu eforturile din presiunea hidrostatică. Se vede că eforturile din cutremur sînt comparabile ca ordin de mărime cu cele din presiunea hidrostatică (ajung pînă la 88%). În realitate, capacitățile disipative ale sistemului sînt mai mari decît în calculul în domeniul elastic prezentat, datorită comportării neelastice a betonului și apariției zonelor plastice.

18. Desfășurarea calculelor

În cazul barajelor arcuite, sub acțiunea seismelor, apar eforturi cu semne alternante, de mărimi apreciabile. La barajele arcuite foarte subțiri poate apare și fenomenul de rezonanță. Acesta este însă un caz cu totul excepțional, deoarece în mod obișnuit frecvența fundamentală (prima frecvență) a unui baraj în arc subțire este de 4...5 Hz, iar vibrațiile terenului în timpul cutremurului au de obicei frecvențe în jur de 1...3 Hz (1 Hz = 1 ciclu pe secundă).

Calculul antiseismic al barajelor arcuite cuprinde următoarele etape [26]:

— Stabilirea accelerației seismice de calcul, problemă care a fost prezentată mai înainte.

— Determinarea caracteristicilor dinamice ale structurii ca rigidități, mase proprii, coeficienți de amortizare și scrierea ecuațiilor dinamice de echilibru. Pentru stabilirea rigidităților și maselor proprii, structura barajului arcuit poate fi considerată o rețea de arce și console solidare, avînd masele concentrate la noduri [23]. Recent s-a aplicat metoda elementului finit, folosindu-se elemente de placă triunghiulare dreptunghice de grosime constantă [25].

Una din dificultățile întîlnite constă în imposibilitatea unei estimări exacte, pentru prototipul corespunzător, a coeficientului de amortizare. Testele pe modele pot da numai o idee aproximativă despre amortizare. Studiile efectuate pînă în prezent, în special în Japonia, au arătat că amortizarea ar fi de 3...7% din amortizarea critică pentru primele trei moduri de vibrare. Pentru modurile proprii înalte amortizarea crește. În figura 8-36 se prezintă variația factorului de amortizare critică (v) cu perioada fundamentală (T_0) a unor baraje arcuite din Japonia, determinată prin încercări în natură.

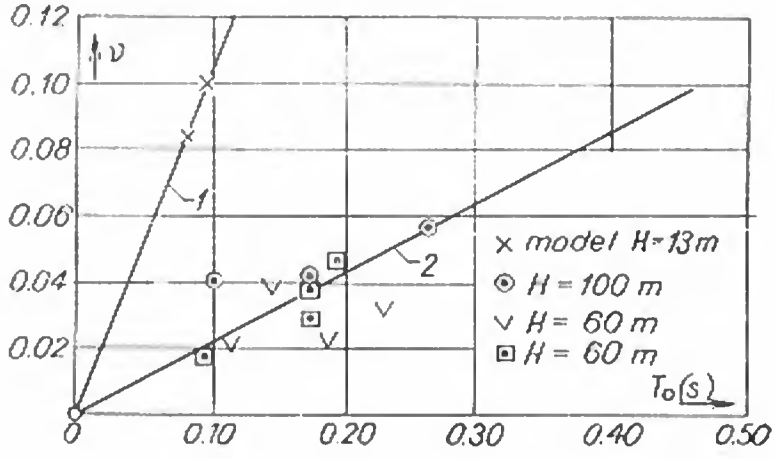


Fig. 8-36. Variația coeficientului de amortizare viscoasă ν în funcție de perioada fundamentală T la barajele arcuite:
1 — pentru vibrații distructive; 2 — pentru vibrații nedistructive.

Pentru calcule preliminare, cînd structura se consideră cu un singur grad de libertate dinamică, amortizarea poate fi admisă pînă la 10% din amortizarea critică. Ea are o influență extrem de mică asupra valorilor frecvențelor și formelor proprii de vibrare.

În lucrarea [25] se propune ca matricea amortizării care intervine în ecuațiile [39] să fie exprimată printr-o relație în funcție de matricea maselor structurii [M] și matricea rigidităților [K]:

$$[C] = [M] \sum_{l=0}^{n-1} a_l ([M]^{-1} [K])^l , \tag{53}$$

unde a_l este o constantă arbitrară. Dacă se consideră numai primii doi termeni ai relației generale (53) se obține:

$$[C] = a_0[M] + a_1[K]. \tag{54}$$

Avînd rigiditățile, masele proprii și amortizările caracteristice ale structurii, determinate, se scriu ecuațiile de echilibru dinamic. Ele se prezintă ca un sistem de ecuații diferențiale simultane, egale în număr cu gradele de libertate ale structurii.

— Determinarea răspunsului seismic al structurii, deci determinarea soluțiilor sistemului de ecuații diferențiale. Așa cum s-a arătat anterior, există mai multe metode pentru rezolvarea acestui sistem.

Procedeul formelor proprii de vibrație are avantajul unui volum de calcule mai redus. În acest scop se calculează frecvențele proprii și se stabilesc expresiile formelor proprii de vibrație (exprimate analitic prin funcții armonice). Practic, este suficient a se considera primele 3...10 forme proprii, cu frecvențele cele mai mici (pînă la 10Hz). După determinarea amplitudinilor se stabilesc forțele statice echivalente care produc aceste deformații. Prin însumarea corespunzătoare a deformațiilor sau a forțelor statice echivalente se determină starea de deformație cea mai defavorabilă, sau de solicitare maximă, care se produce în structură.

Integrarea numerică directă a sistemului de ecuații diferențiale impune folosirea unor calculatoare de mare capacitate. În acest fel se obține direct starea de deformație sau de efort în punctele considerate din structură, în orice moment. În dinamica construcțiilor sînt dezvoltate mai multe metode de integrare numerică a sistemului de ecuații diferențiale: metoda accelerațiilor constante, metoda accelerațiilor medii, metoda accelerațiilor liniare în intervalul de calcul etc.

19. Problema efectului apei din lac

Calculul dinamic al barajelor arcuite se efectuează în strînsă legătură cu acțiunea apei din lac. În mod uzual, caracteristicile dinamice ale barajului se determină în două ipoteze: lac plin și lac gol. Studiile efectuate arată că nivelul apei din lac și chiar forma lacului de acumulare influențează răspunsul dinamic al unui baraj arcuit.

În prezent se admite principiul masei adiționale, în care la masa proprie a barajului se adaugă masa corespunzătoare presiunii hidrodinamice. Această ipoteză, prin care sistemul baraj-lac se analizează ca două sisteme independente, unul

barajul și altul masa de apă, simplifică mult problema efectului apei din lac. Aspectul interacțiunii poate fi rezolvat, în anumite limite, printr-un procedeu iterativ [15].

Avînd în vedere că un baraj arcuit este o structură flexibilă, neglijarea compresibilității apei în raport cu flexibilitatea barajului este mai justificată decît în cazul barajelor de greutate. Cercetările efectuate în ultimii ani în problema interacțiunii sistemului baraj-lac, considerat ca un singur sistem în timpul cutremurului, nu au ajuns încă la rezolvări satisfăcătoare.

20. Studii și măsurători experimentale

Barajele arcuite se comportă bine la cutremur. În literatură se citează cazul barajului *Corfino* (Italia), înalt de 40 m, care supus acțiunii unui mare cutremur de pămînt s-a conservat perfect.

Pentru a obține date cît mai reale asupra comportării la cutremur a barajelor arcuite, în Japonia s-au efectuat măsurători în natură privind răspunsul lor la cutremure reale sau la surse de excitație artificiale. Excitatorii au fost instalați pe coronament sau în galeriile de vizitare. Vibrațiile artificiale produse au avut o alură sinusoidală [1].

Curbele vibrațiilor de răspuns au fost obținute variind gradat frecvența vibrațiilor de excitație. Astfel de măsurători s-au efectuat la barajele *Tonoyama, Kamishiiba* și altele. În figura 8-37 se prezintă curbele de răspuns pentru diverse puncte din barajul *Kamishiiba*, în ipotezele lac plin și lac gol. Experimentările au condus la următoarele concluzii:

— frecvențele și modurile proprii de vibrație ale barajului sînt independente de poziția excitatorului sau de direcția forțelor de excitație;

— perioadele vibrațiilor proprii ale barajului depind de nivelul apei în lac; odată cu ridicarea acestuia, perioadele tind să crească;

— amortizarea vibrațiilor depinde în mică măsură de nivelul apei în lac și este de ordinul a cîteva procente (3...5% din amortizarea critică); la barajul *Kamishiiba* s-a observat o creștere ușoară a coeficientului de amortizare odată cu ridicarea nivelului apei, pe cînd la barajul *Tonoyama* nu s-a produs nici o modificare a acestei valori, la o variație a nivelului de 13 m.

Testele efectuate au mai arătat că există posibilitatea deschiderii rosturilor la partea superioară a barajului, deci deranjarea continuității. Această observație arată că ipoteza admisă în calcule privind continuitatea barajului nu este îndeplinită întotdeauna.

În Italia se acordă o mare importanță cercetărilor pe modele. În continuare se prezintă studiile efectuate asupra barajului arcuit *Ambiesta* ($H = 54$ m) [27].

În prima etapă de studiu, considerîndu-se barajul alcătuit din arce independente, s-au calculat modurile proprii de vibrație, simetrice și antisimetrice, cu metoda aproximativă *Ritz-Rayleigh*. Rezultatele obținute se prezintă în figura 8-38. În acest calcul roca s-a considerat rigidă. Modelul executat ulterior a confirmat datele obținute analitic.

Modelul a urmărit în special comportarea barajului la excitații cu frecvențe joase și mijlocii (0,5...3,0 Hz), în conformitate cu opiniile exprimate de geofizicieni

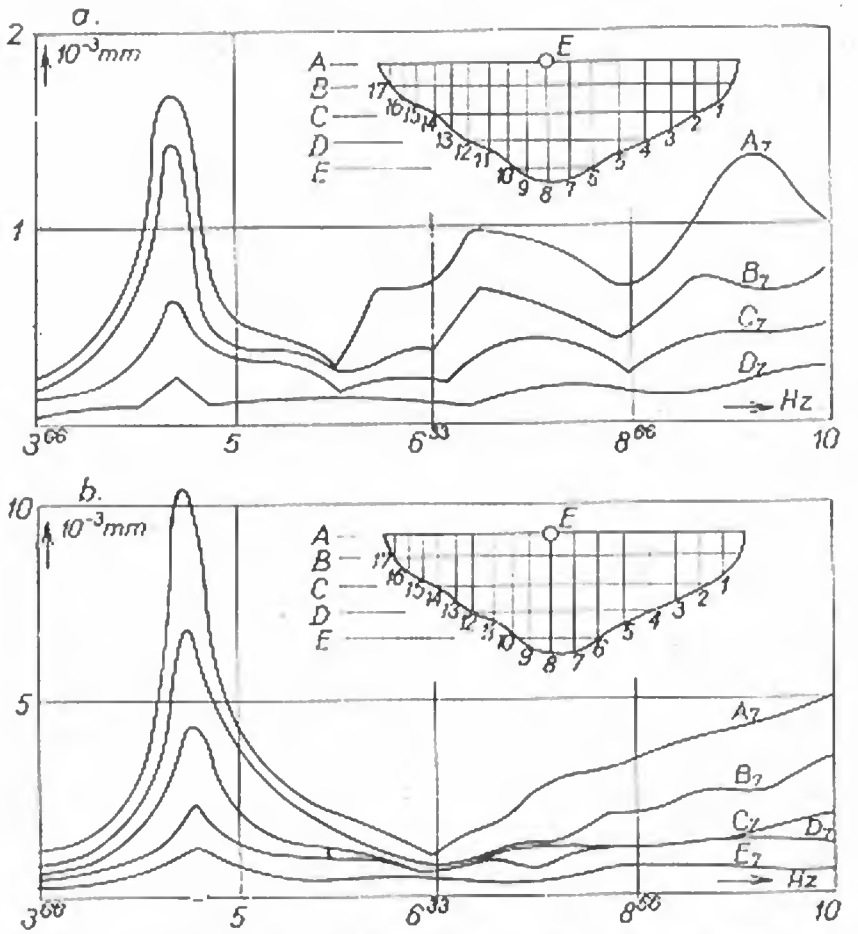


Fig. 8-37. Curbe de răspuns în deplasări radiale la excitații artificiale măsurate la barajul Kamishiiba (E — poziția excitatorului);
a — lac plin; *b* — lac gol.

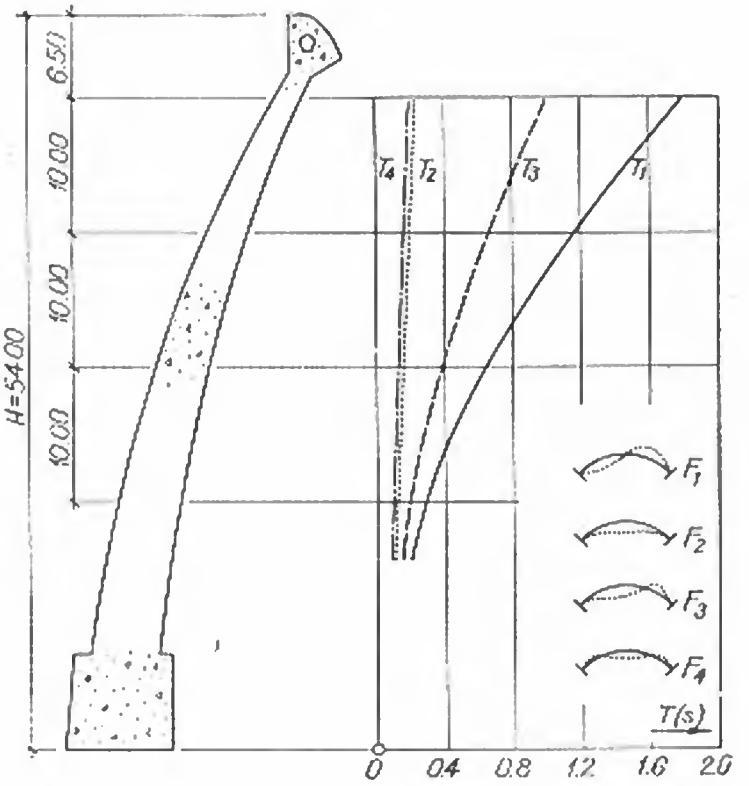


Fig. 8-38. Forme proprii de vibrație F și perioadele naturale corespunzătoare, obținute prin calculul pe arce independente, la barajul Ambiesta.

privind cutremurele din această zonă. Cînd modelul a fost subiectul unor vibrații orizontale de-a lungul coardei barajului, s-a observat un fenomen moderat de rezonanță (la o frecvență de 1,2 Hz), cu o deformare aproximativă antisimetrică a suprafeței; aceste valori au corespuns cu cele calculate pentru partea superioară a barajului.

Testul dinamic a fost continuat pînă la ruperea modelului. Aceasta a afectat numai partea superioară. Reproducerea simultană a tuturor forțelor (greutatea proprie, presiunea hidrostatică, forțele de inerție) a fost posibilă prin utilizarea unor materiale adecvate. La o acțiune dinamică crescătoare, s-a observat o schimbare gradată a caracteristicilor dinamice ale barajului, corelată cu deschiderea rosturilor, mai ales la partea superioară și cu apariția de zone plastice. Variația nivelului de apă a influențat comportarea dinamică a modelului.

Calculele și cercetările pe model au fost completate în anul 1962 cu studii pe teren, măsurînd răspunsul barajului la vibrații produse prin explozii la 50 m în aval de baraj.

21. Calcule pentru barajul Paltinul

Barajul *Paltinul* de pe rîul Doftana, înalt de 108 m, a fost calculat, în conformitate cu microraionarea seismică a zonei, la un cutremur de gradul 8,5 MM. Acestui grad îi corespunde o accelerație seismică $c = 0{,}49$ m/s^2 și deci un coeficient de seismicitate a_c al terenului de fundație de 0,05.

S-au admis trei direcții de acționare a cutremurului în cele două ipoteze, lac plin și lac gol:

— paralel cu valea (aval-amonte);

— perpendicular pe planul secțiunii maestre a barajului (mal drept-mal stîng);

— înclinat la 45° față de planul secțiunii maestre.

Într-o etapă preliminară calculul s-a făcut pe arce independente, aplicînd metoda statică de calcul și considerînd presiunea dinamică a apei din lac în timpul cutremurului după formulele lui *Westergaard*. În etapa finală de calcul solicitările seismice au fost stabilite ținîndu-se seama de caracterul lor dinamic.

La calculul solicitărilor dinamice s-au admis următoarele ipoteze: liniaritate geometrică și mecanică, moduri proprii de vibrație după o lege armonică, neglijarea rotațiilor la nivelul fundațiilor, lichid incompresibil. Structura a fost împărțită în 17 elemente finite. Coeficienții de influență, necesari stabilirii matricei rigidităților, s-au determinat pe modelul structural al barajului. Modurile proprii de vibrație s-au determinat prin rezolvarea ecuației matriceale caracteristice structurii. În modul fundamental perioada proprie a rezultat de 0,40 s, în ipoteza lac gol și 0,78 s, în ipoteza lac plin.

Acțiunea masei de apă din lac în timpul cutremurului s-a determinat prin integrarea numerică a ecuațiilor hidrodinamicii în ipoteza barajului rigid și solidar cu fundația și prin verificări pe model electro-analogic. Suprapresiunile apei din lac

în timpul cutremurului au fost transformate în mase adiționale. Solicitările seismice au fost calculate ca în metoda pseudostatică:

$$F_i = C_i a_c G_i, \tag{55}$$

unde

F_i — forța datorită cutremurului;

C_i — coeficient determinat prin aplicarea teoriei dinamice;

$a_c = 0{,}05$, coeficient de seismicitate al amplasamentului;

G_i — greutatea elementului considerat.

Pentru exemplificare, în figura 8-39 se dau valorile coeficientului dinamic C, pentru primele două moduri proprii de vibrație cumulate, în ipoteza lac plin, cutremur paralel și perpendicular pe vale. Se relevă valorile ridicate ale coeficientului C, care ating cifra de 11,4.

Forțele din cutremur, determinate conform celor prezentate, au fost introduse în ecuațiile plăcilor curbe subțiri, scrise prin diferențe finite, prin a căror rezolvare s-au obținut eforturile și deplasările corespunzătoare. A rezultat că ipoteza cea mai dezavantajoasă pentru structură este cutremur pe direcție paralelă cu valea (aval-amonte), în ipoteza lac plin. În acest caz deplasările radiale maxime ajung la 2,85 cm, iar cele tangențiale la 0,40 cm, reprezentînd 40...50% din valoarea celor date de presiunea hidrostatică. Eforturile pulsatorii maxime din cutremur ajung pe console la 11,50 kg/cm², iar pe arce 21 kg/cm² (fig. 8-40). Rezultă, după cum era de așteptat, că la cutremur mai solicitate sînt arcele din partea superioară a barajului.

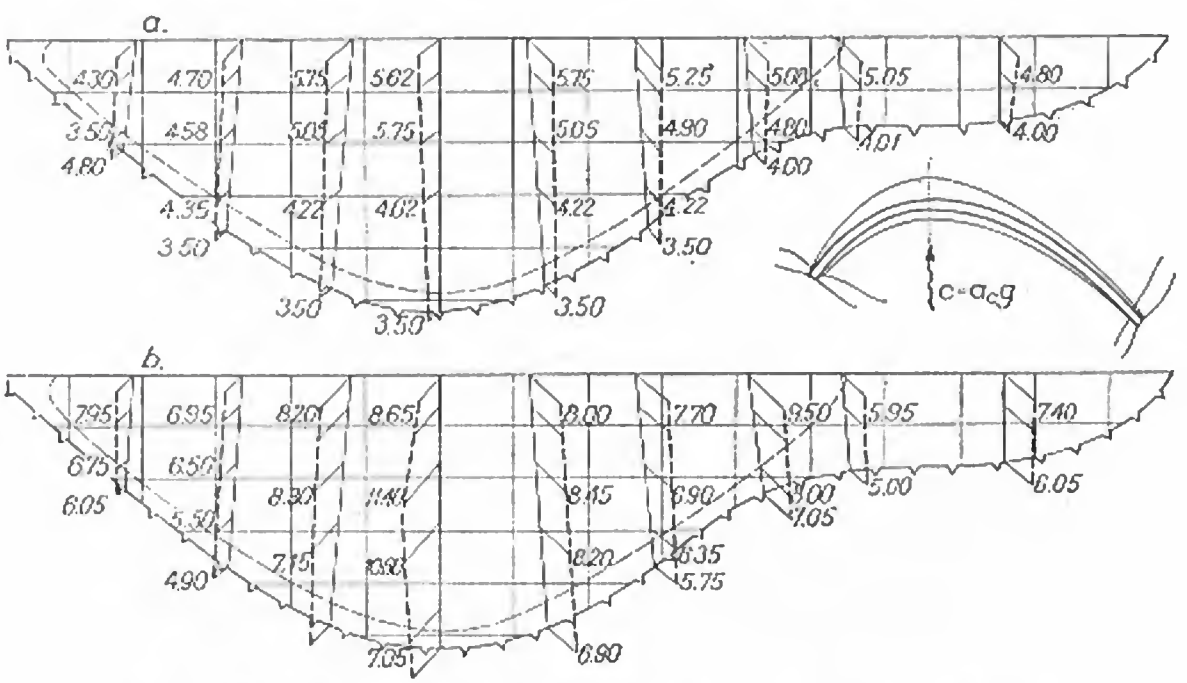


Fig. 8-39. Variația coeficientului seismic C al corpului barajului Paltinul:

a — cutremur paralel cu valea, în ipoteza lac gol; *b* — cutremur paralel cu valea, în ipoteza lac plin.

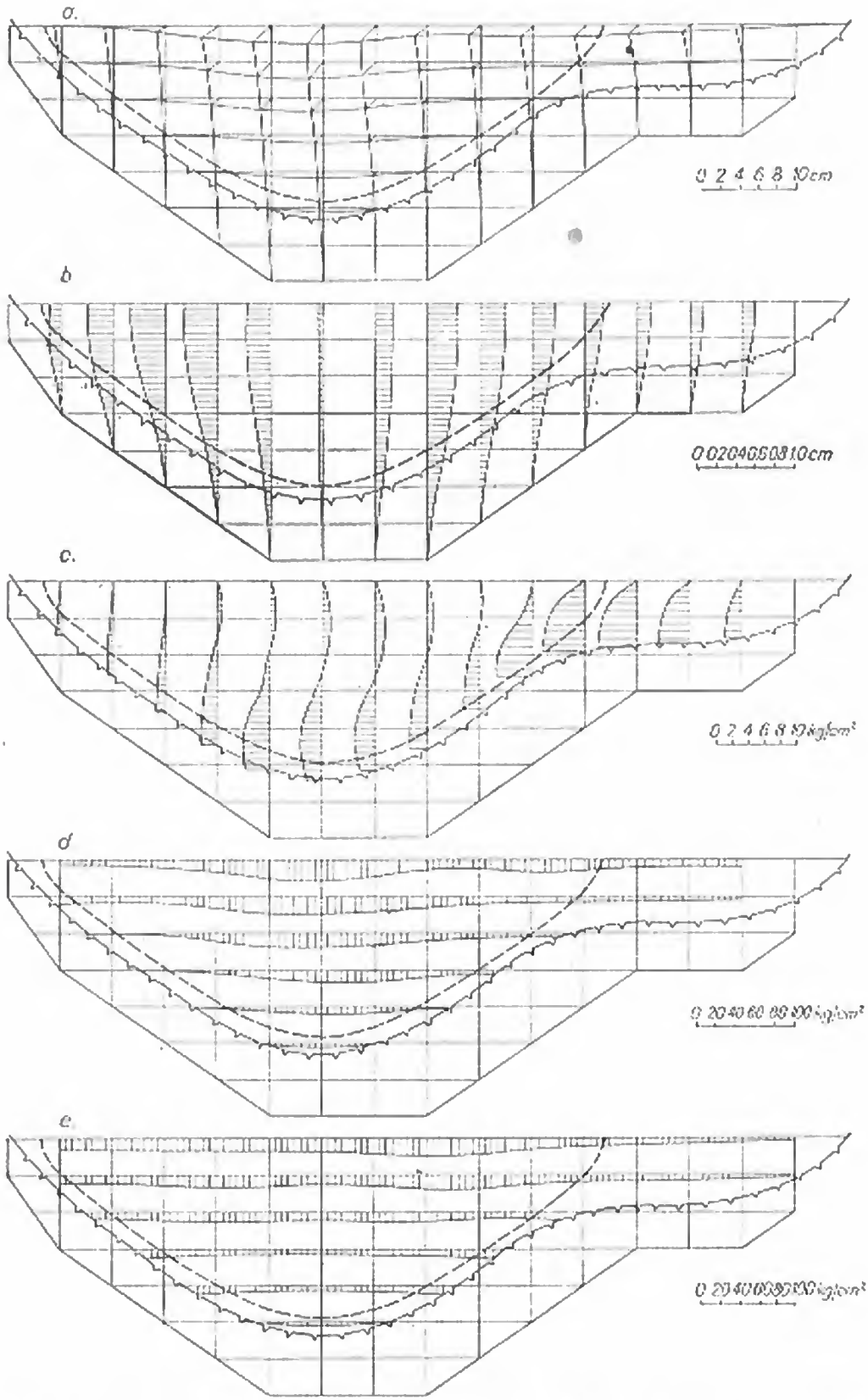


Fig. 8-40. Rezultatele calculului antiseismic la barajul Paltinul, în ipoteza cutremur paralel cu valea ($a_g = 0{,}1$), lac plin:

a — deplasări radiale; *b* — deplasări tangențiale; *c* — eforturi verticale la paramente pe console; *d* — eforturi orizontale pe arce la paramentul amonte; *e* — eforturi orizontale pe arce la paramentul aval.

§ 6. BARAJE CU CONTRAFORȚI

22. Generalități

Barajele cu contraforți, mai economice decît barajele de greutate, ridică unele probleme privind comportarea la acțiuni seismice, în special pe direcția transversală văii. Alcătuirea constructivă a acestor baraje, din elemente independente, permite o comportare bună la mișcări vibratorii slabe ale terenului de fundație și la tasări inegale. Prin rigidizarea longitudinală a contraforților cu grinzi de contravîntuire, prin folosirea contraforților casetați etc., se poate obține o comportare bună la solicitări seismice și pe direcție transversală văii.

La fel ca în cazul barajelor de greutate obișnuite, calculul antiseismic al barajelor cu contraforți constă din verificarea stabilității la alunecare și a eforturilor suplimentare care apar atunci cînd se consideră solicitările produse de cutremur. Coeficienții de seismicitate ai corpului unui baraj cu contraforți se pot determina cu metodele prezentate la barajele de greutate. Pentru calculul presiunii dinamice a apei din lac în timpul cutremurului se utilizează formulele pentru paramente înclinate, avînd în vedere că înclinarea paramentelor barajelor cu contraforți ajunge pînă la 45°.

Suplimentar față de barajele de greutate obișnuite, este necesară verificarea stabilității laterale a contraforților, considerînd solicitările seismice perpendiculare pe planul lor. Modul fundamental de vibrație al contraforților, spre deosebire de cel al barajelor de greutate obișnuite, este pe direcție normală la secțiunea transversală. El este similar cu vibrația unor plăci triunghiulare, aflate în condiții identice de rezemare.

23. Elemente de calcul dinamic

J. M. Raphael [1] tratează problema efectului cutremurelor laterale asupra barajelor cu contraforți înalte. Pentru calculul caracteristicilor dinamice ale contraforților se analizează două ipoteze:

— într-o ipoteză, contrafortul se consideră ca o consolă triunghiulară, încastrată la bază, care poate vibra liber. Această ipoteză nu este acceptabilă deoarece capătul amonte al contrafortului, prin ciuperca sau placa de reținere, se găsește în contact cu contraforții vecini și nu poate vibra liber (fig. 8-41, *a*);

— într-o altă ipoteză, se consideră contrafortul simplu rezemat la bază și la capătul amonte și liber la capătul aval (fig. 8-41, *b*). Aceasta corespunde mai mult

situației reale: contactul amonte între contraforți se realizează pe o suprafață mică și etanșarea nu împiedică mici rotiri relative în raport cu o axă paralelă cu paramentul amonte, situată în planul de contact. De asemenea, se poate admite că, datorită continuității imperfecte a rocii de fundație (falii, fisuri, zone slabe), masivul permite mici rotiri ale contrafortului.

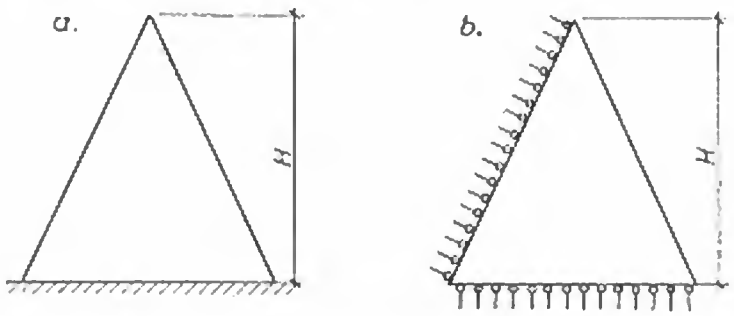


Fig. 8-41. Ipoteze asupra condițiilor de margine la contraforți:
a — încastrați în fundație; *b* — simplu rezemați în amonte și în fundație.

Studiind vibrațiile plăcilor pătrate cu margini libere, *W. Ritz* arată că frecvențele circulare proprii ω se pot determina cu relația:

$$\omega = \frac{\alpha}{b^2}\sqrt{\frac{gD}{\gamma_p t}}, \tag{56}$$

unde:

$$D = \frac{E_p t^3}{12(1-\mu^2)};$$

t — grosimea plăcii;
γ_p — greutatea volumetrică a materialului din placă;
E_p — modulul de elasticitate;
μ — coeficientul lui Poisson;
b — latura plăcii pătrate;
g — accelerația gravitației;
α — coeficient, care pentru primele trei moduri are valorile: $\alpha_1 = 14{,}10$; $\alpha_2 = 20{,}56$; $\alpha_3 = 23{,}91$.

Modul de vibrație corespunzător pentru fiecare din aceste frecvențe proprii este prezentat în figura 8-42 (liniile nodale sînt liniile de deplasări nule în modul respectiv de vibrație).

Analizînd al doilea mod propriu de vibrație al plăcii pătrate cu margini libere, se vede că ipoteza contrafortului simplu rezemat la bază și la capătul amonte și liber la capătul aval, este îndeplinită de 1/4 din această placă. Într-adevăr, de-a lungul diagonalelor deplasările sînt nule, acestea corespunzînd părții de la bază și din amonte a contrafortului, iar marginea plăcii vibrează liber, corespunzînd capătului aval al contrafortului. Se admite într-o primă aproximație că vibrația contrafortului poate fi considerată ca vibrația acestui triunghi isoscel dreptunghic, cu ipo-

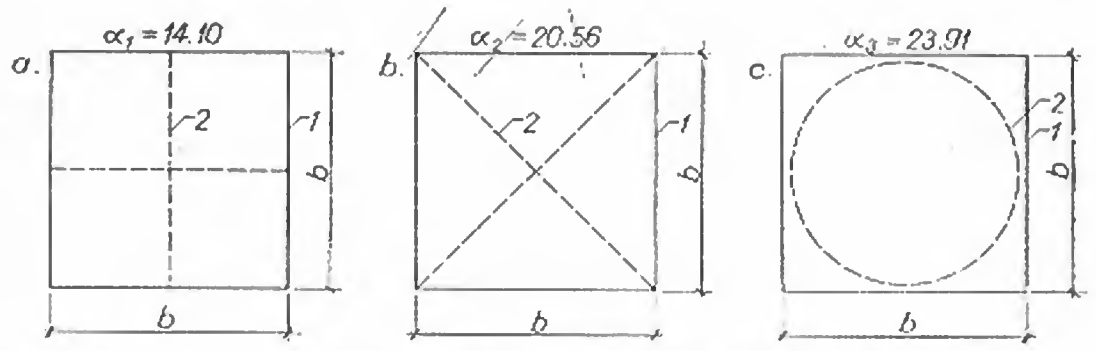


Fig. 8-42. Vibraţii proprii ale plăcilor pătrate cu marginile libere:
a — primul mod; *b* — al doilea mod; *c* — al treilea mod; *1* — margini libere; *2* — linii de deplasări nule.

tenuza liberă şi cele două catete egale simplu rezemate. Cunoscînd relaţia de legătură între frecvenţa circulară ω şi perioada proprie $T(T = 2\pi/\omega)$, se obţine perioada fundamentală de vibraţie a contrafortului:

$$T = \frac{2\pi b^2}{\alpha} \sqrt{\frac{12\gamma_b(1-\mu_b^2)}{gE_b t^2}}. \qquad (57)$$

Coeficientul α este corectat în funcţie de forma reală a contrafortului.

În figura 8-43 se prezintă curbele de deformaţie ale unui model de cauciuc pentru un baraj cu contraforţi, solicitat de sarcini seismice laterale. Se relevă că sînt

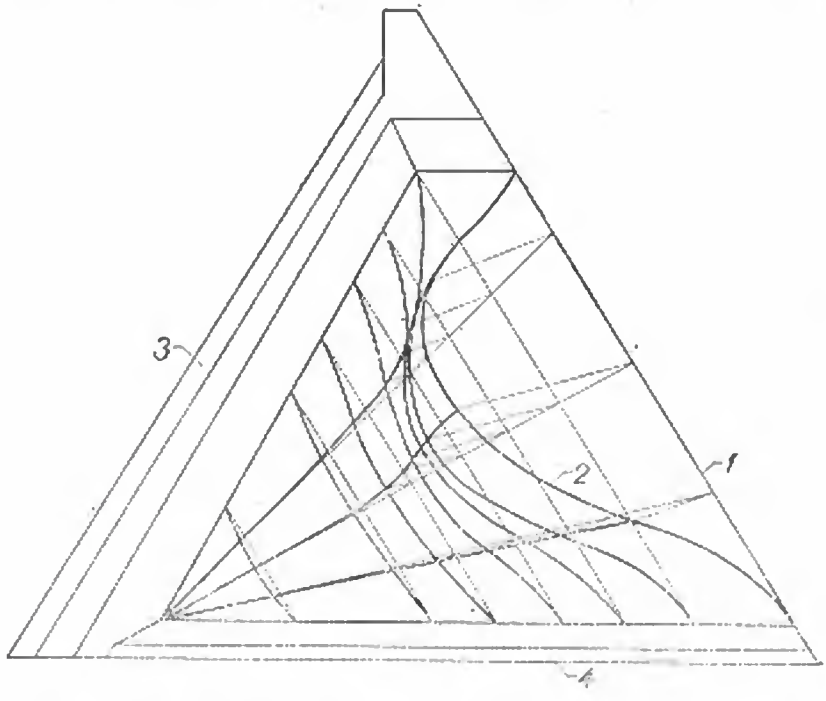


Fig. 8-43. Vibraţiile unui model de contrafort din cauciuc la şocuri excitatoare laterale:
1 — contrafort; *2* — curba deformaţiei maxime; *3* — placă amonte; *4* — radier.

confirmate ipotezele făcute de *J. M. Raphael* asupra modului de deformare a contrafortului.

În lucrarea [28] *Gordienko* și *Șavlinski* prezintă rezultatele studiilor pe modele pentru un mare baraj cu contraforți ($H = 112{,}5$ m) (fig. 8-44). S-au executat trei modele ale unui plot, la scările de 1 : 200, 1 : 100 și 1 : 50. Cu fiecare model s-au făcut experiențe pentru diverse rapoarte $E_{fundație}/E_{baraj}$. Se constată că perioadele proprii cresc odată cu micșorarea acestui raport. În tabelul 8-5 se prezintă valorile perioadelor proprii ale plotului din natură, obținute prin aplicarea factorului de similitudine la valorile măsurate pe modele.

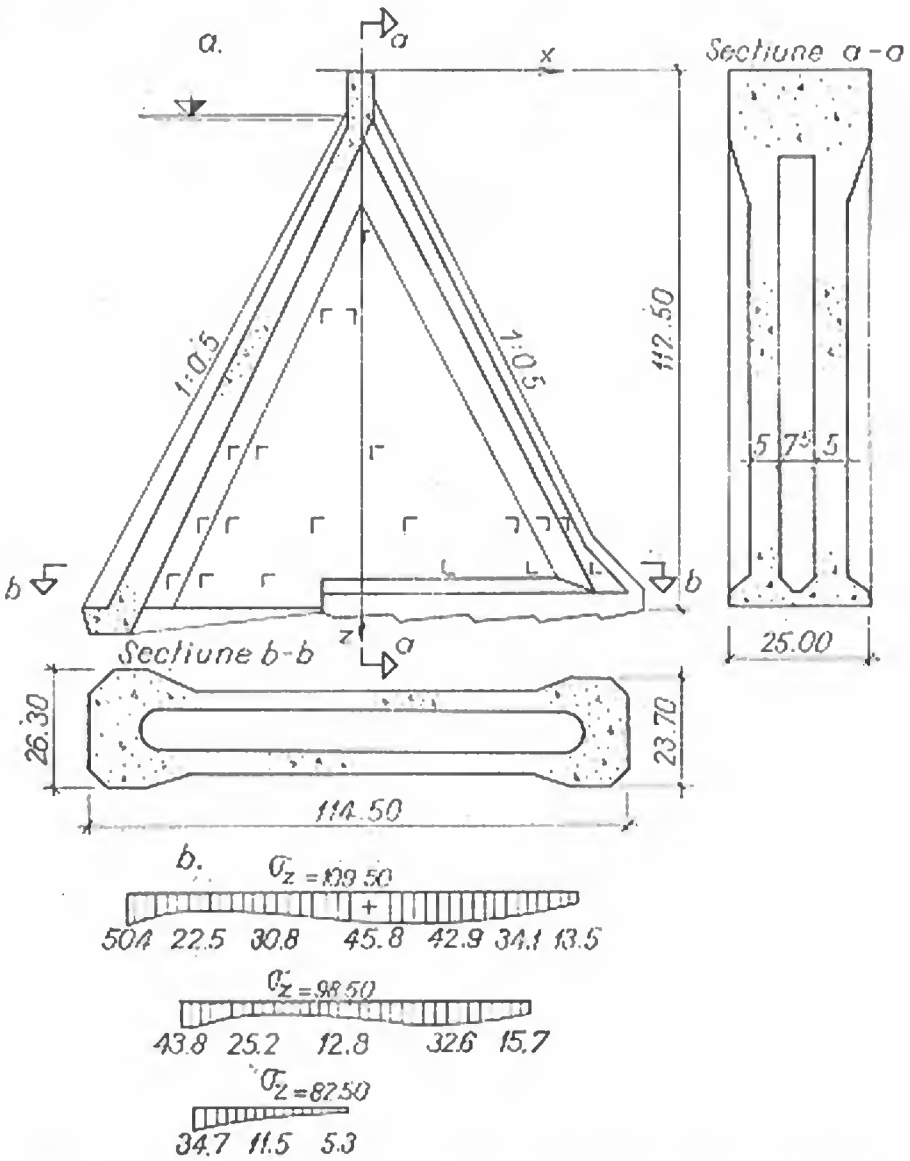


Fig. 8-44. Baraj cu contraforți masivi studiat pe model structural la acțiunea cutremurului:

a — secțiune tip; *b* — eforturi σ_z(kg/cm²) însumate din greutatea proprie, presiunea hidrostatică, cutremur de gradul 9 MM.

TABELUL 8-5

Moduli de elasticitate	Perioade de vibrație a contrafortului (s)					Perioade de vibrație a peretelui (s)
	longitudinal		transversal			
	T_1	T_2	T_1	T_2	T_3	T_1
$E_{fundație} = \infty$	0,162	0,058	—	—	—	—
$E_{fundație} = E_{baraj}$	0,233	—	1,670	0,357	0,121	0,208
$E_{fundație} = 0,2E_{baraj}$	0,370	—	1,900	—	—	—

Eforturile maxime din acțiunea seismică apar în pereții contraforților într-o zonă situată cu 51 m deasupra fundației (deci aproximativ la jumătatea înălțimii barajului). Pentru un cutremur de gradul 9 MM mărimea lor în această zonă ajunge la $\sigma_z = 8,7$ kg/cm² și $\sigma_x = 7,3$ kg/cm². Mai sus și mai jos de această zonă eforturile scad, ajungînd în regiunea fundației (la 6,00 m deasupra fundației) la $\sigma_z = 5,1$ kg/cm² și $\sigma_x = 2,7$ kg/cm², iar în partea superioară a barajului (la 75,00 m deasupra fundației) la $\sigma_z = 4,5$ kg/cm² și $\sigma_x = 2,9$ kg/cm².

Calcule interesante asupra comportării seismice a barajelor evidate (de tip *C. Marcello*) se fac în lucrarea [8] .Pentru calculul perioadelor proprii de vibrație se folosesc metodele clasice în dinamica construcțiilor, metoda energiei, *Rayleigh-Dunkerley*. În figura 8-45 se prezintă diagramele perioadelor fundamentale proprii ale vibrațiilor orizontale, pe direcție transversală și longitudinală a contrafortului și ale vibrațiilor verticale, în funcție de înălțimea barajului și de raportul modulilor de elasticitate ai fundației și ai betonului din corpul barajului (E_f/E_b).

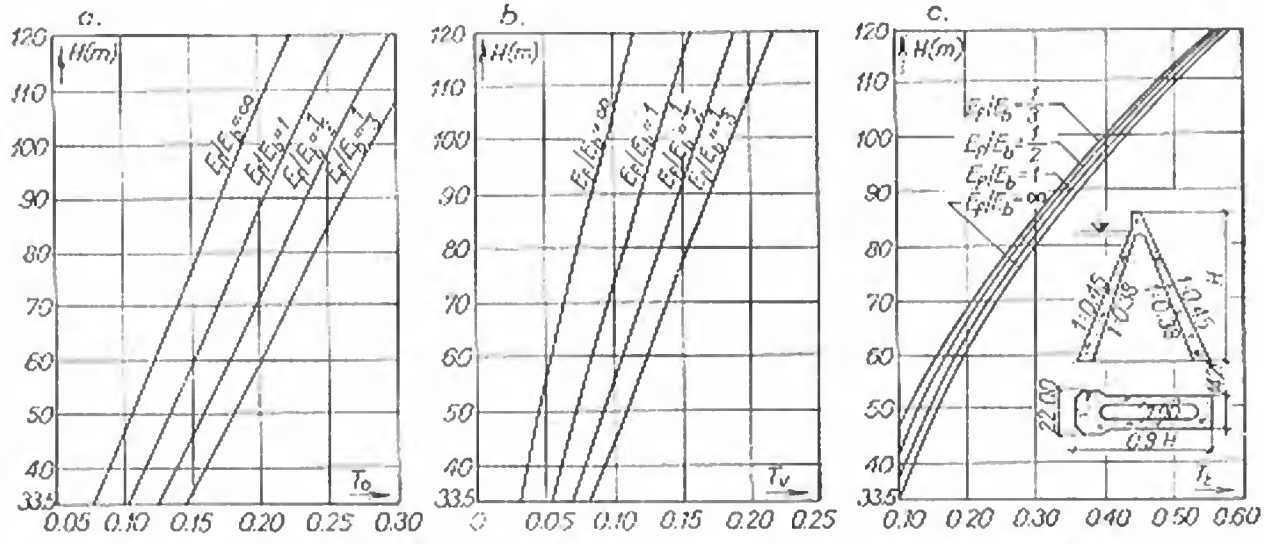


Fig. 8-45. Variația perioadelor fundamentale ale unui baraj cu contraforți în funcție de înălțimea barajului și raportul modulilor de elasticitate, rocă de fundație E_f și beton E_b:
a — vibrații orizontale longitudinale; *b* — vibrații orizontale transversale; *c* — vibrații verticale transversale.

Se relevă că perioadele vibrațiilor verticale au o durată totdeauna inferioară celor orizontale ($T_{\text{verticale}} \approx 0{,}5T_{\text{orizontale}}$). Perioadele fundamentale ale vibrațiilor orizontale transversale pe contrafort sînt mai mari decît cele longitudinale, apropiindu-se de valoarea perioadelor de oscilație seismică, deci sînt mai periculoase. După cum a rezultat și din alte date prezentate anterior, perioadele proprii scad odată cu creșterea rigidității fundației.

Perioadele proprii calculate cu formula (57) sînt în general mai mari decît cele determinate prin măsurători pe teren. Se constată că la o fixare îmbunătățită a marginilor contrafortului (încastrare elastică) perioadele proprii tind să scadă.

Experimentările și măsurătorile arată că răspunsul maxim al structurilor la solicitări seismice se produce atunci cînd ele au perioada fundamentală în jur de 0,25 s. Pentru perioadele fundamentale mai mari decît această valoare critică, răspunsul dinamic descrește odată cu creșterea perioadei fundamentale.

Se recomandă ca perioada fundamentală să se calculeze pentru diverși contraforți componenți ai barajului, ei fiind diferiți ca înălțime. Calculul perioadelor fundamentale servește la determinarea spectrelor accelerațiilor din corpul contraforților, respectiv a coeficienților de seismicitate.

24. Calculul prin metoda elementului finit

În lucrarea [29] *Zienkiewicz*, *Anderson* și *Irons* aplică metoda elementului finit pentru determinarea modurilor proprii de vibrație a contraforților unui baraj, respectiv a forțelor care apar în contraforți din solicitări seismice.

Sub acțiunea unui cutremur, contrafortul unui baraj se comportă ca o placă. Se acceptă ipoteza încastrării plăcii contrafortului în fundație și a simplei rezemări în placa din amonte (fig. 8-46). Se admite ipoteza comportării liniar elastice a structurii.

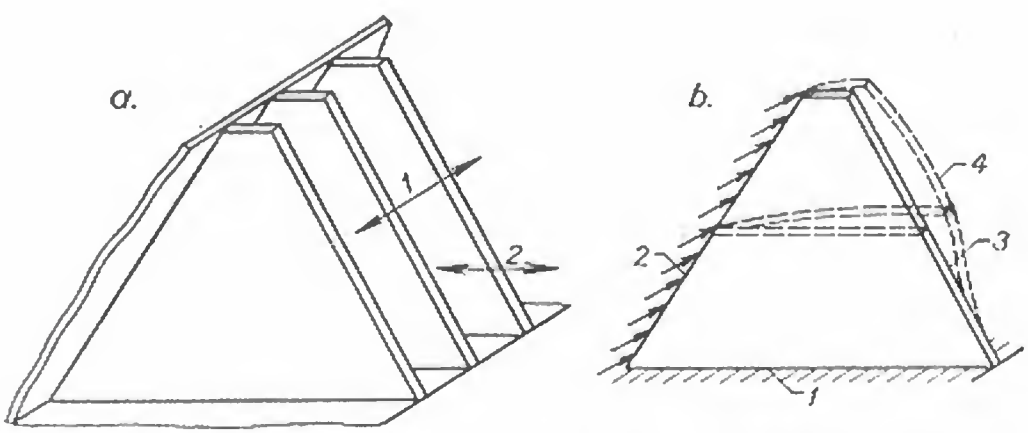


Fig. 8-46. Vibrațiile contraforților unui baraj:
a — schemă; *1* — direcția vibrațiilor transversale principale; *2* — direcția vibrațiilor longitudinale neglijabile; *b* — mod tipic de vibrare; *1* — încastrare; *2* — rezemare simplă; *3* — margine liberă; *4* — formă deformată.

Suprafața contrafortului este acoperită de o rețea de elemente finite. Gradele de libertate ale structurii sînt limitate la numărul deplasărilor nodale ale elementelor finite, pentru care ecuația statică a comportării lor se scrie sub forma:

$$[K]\{\delta\} = \{R\}, \tag{58}$$

unde:

$[K]$ — matricea de rigiditate;
$\{\delta\}$ — vectorul deplasărilor nodale;
$\{R\}$ — vectorul forțelor elastice nodale.

În problema dinamică, pe baza principiului lui *d'Alembert*, se poate scrie:

$$\{R\} = -[M]\{\ddot{\delta}\}, \tag{59}$$

unde:

$[M]$ — matricea maselor;
$\{\ddot{\delta}\}$ — vectorul accelerațiilor nodale.

Presupunînd pentru modurile proprii că $\{\delta\} = \{\delta\}_0 \sin \omega t$, problema se reduce la cazul standard al ecuației valorilor proprii:

$$([K] - \omega^2[M])\{\delta_0\} = 0. \tag{60}$$

Rezolvarea ecuației pentru toate frecvențele naturale ω și pentru formele proprii asociate $\{\delta_0\}$ este întotdeauna posibilă prin procedee numerice.

Matricea $[K]$ se obține prin sumarea matricelor de rigiditate individuală a elementelor $[k]$:

$$[K_{rs}] = \sum [k_{rs}], \tag{61}$$

sumarea fiind extinsă la toate elementele.

Similar, matricea masă este suma maselor elementelor finite alese:

$$[M_{rs}] = \sum [m_{rs}]. \tag{62}$$

Astfel problema revine la evaluarea proprietăților elementelor de bază. Determinarea frecvențelor naturale ω și a aspectului formelor proprii $\{\delta_0\}$, permite calculul răspunsului structurii la o excitație seismică conform teoriei generale.

În figura 8-47, *a*, *b*, *c* se prezintă primele trei moduri proprii de vibrare a barajului *Muda* (Malaya), calculate prin metoda elementului finit. Pentru creșterea rigidității transversale a contrafortului s-au considerat trei pereți laterali (fig. 8-47,*d*) în care contrafortul este simplu rezemat. În figura 8-47, *d* se prezintă modul fundamental propriu de vibrație în această ipoteză. De remarcat creșterea însemnată a rigidității contrafortului (frecvența proprie crește de la 4,32 la 16,65 Hz), deci a eficienței soluției adoptate.

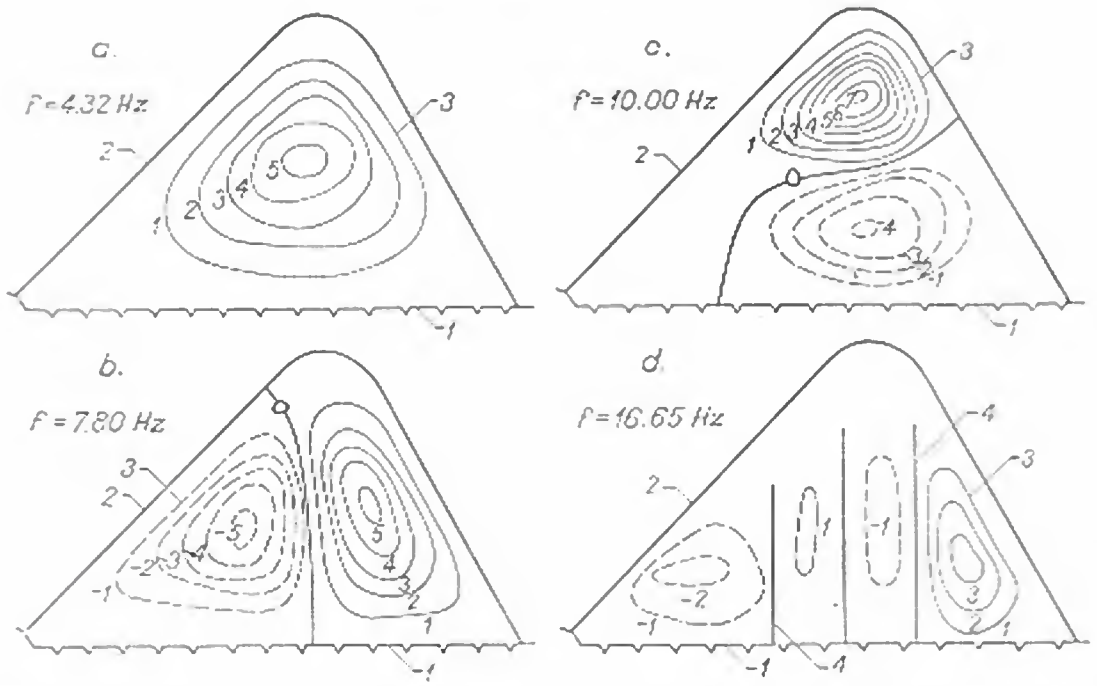


Fig. 8-47. Moduri proprii de vibrare la un baraj cu contraforți (Muda-Malaya):
a — primul mod; *b* — al doilea mod; *c* — al treilea mod; *d* — primul mod în ipoteza contrafortului rigidizat cu pereți laterali; *1* — încastrare; *2* — simplă rezemare; *3* — linii de egală amplitudine; *4* — pereți de rigidizare laterali în care contrafortul se consideră simplu rezemat.

25. Comportarea unor baraje cu contraforți

Barajul cu contraforți *Miranda* (Portugalia) a fost în anul 1961 subiectul a două cutremure de intensitate medie (gradul 4 MM). S-au înregistrat mici deplasări de rosturi, de maximum 0,3 mm, care apoi s-au închis.

Efectele celui de-al doilea cutremur nu au putut fi cunoscute, deoarece între timp lacul a fost golit. De remarcat că aceste deplasări ale rosturilor sînt cu totul neînsemnate, reprezentînd doar 1/10 din deplasările anuale ale rosturilor din cauza variațiilor de temperatură.

Alte date privind comportarea la un cutremur real s-au obținut la un baraj cu contraforți din *Valle Grande* (Argentina). Cei mai solicitați au fost pereții contraforților prevăzuți cu rosturi de contracție orientate după direcția eforturilor principale, capabile să transmită eforturi de forfecare dar nu și de încovoiere. Aceste rosturi au redus continuitatea pereților, ceea ce a avut ca efect solicitări sporite în contraforți prin reducerea legăturilor de pe contur. Determinările experimentale ale perioadei naturale de vibrație a contraforților au arătat că ei se comportă ca o placă triunghiulară, parțial fixată la bază și în amonte, confirmînd studiile lui *Raphael* citate mai înainte.

§ 7. BARAJE DE ANROCAMENTE

26. Generalități

Barajele de anrocamente sînt considerate ca unele din cele mai rezistente tipuri de baraje la acțiunea cutremurului. Comportarea bună la cutremur se datorează capacității lor de a se acomoda cu deformațiile fundației sau ale corpului lor, fără a suferi avarii. Anrocamentele sau zidăria de piatră care alcătuiesc corpul unui baraj nu sînt materiale monolite, ci se apropie mai mult de materialele necoezive, neavînd proprietăți elastice. În consecință, efectul acțiunii seismice asupra lor nu poate fi analizat după metodele dinamicii sistemelor elastice. De obicei se admite că acțiunea seismică asupra barajelor de anrocamente se manifestă în mod static și ca urmare, coeficientul de seismicitate al corpului barajului este considerat constant pe înălțime și egal cu coeficientul de seismicitate al fundației [9].

Legat de cele arătate, barajele de anrocamente se aplică curent în regiunile cu activitate seismică ridicată. La barajele proiectate în aceste zone se recomandă ca pantele taluzurilor să fie îndulcite cu 15 ... 20%. De asemenea este recomandabilă prevederea unor prisme de rezistență la picioarele taluzurilor, ca una din cele mai eficiente măsuri antiseismice.

27. Elemente de calcul

Calculul la cutremur al unui baraj de anrocamente comportă verificarea stabilității la alunecare și a stabilității taluzurilor cu considerarea forțelor de inerție produse de acțiunea seismică.

În figura 8-48 se prezintă schema de calcul pentru verificarea stabilității barajelor de anrocamente. Coeficientul de seismicitate al corpului barajului se admite constant pe înălțime și egal cu cel al fundației, deci forța seismică de inerție a corpului barajului va fi:

$$P = a_c G. \tag{63}$$

Presiunea dinamică a apei din cauza cutremurului se calculează cu formulele pentru paramente înclinate. Această presiune este destul de mică, datorită pantelor

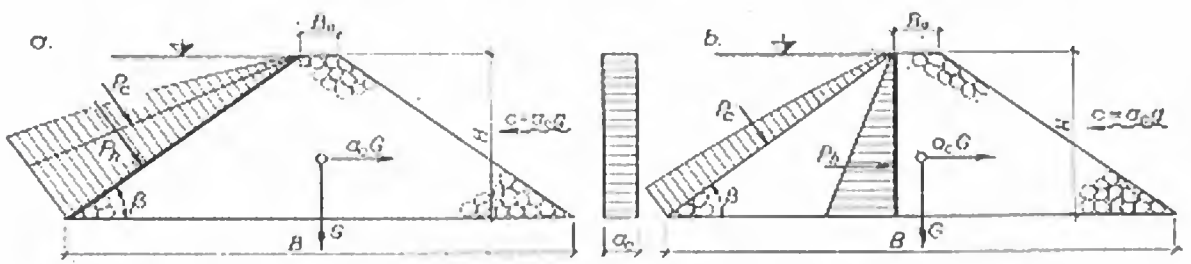


Fig. 8-48. Schemă de calcul antiseismic la barajele de anrocamente:
a — cu ecran; *b* — cu diafragmă.

relativ mici ale paramentului amonte. De remarcat că în cazul barajelor de anrocamente cu ecran, atît presiunea hidrostatică cît și presiunea hidrodinamică acționează pe paramentul amonte (fig. 8-48, *a*). În cazul barajelor de anrocamente cu diafragmă, presiunea hidrostatică acționează pe diafragmă, iar presiunea hidrodinamică se consideră că acționează pe paramentul amonte (fig. 8-48, *b*).

Cu notațiile din figura 8-48 coeficientul de alunecare tg Ψ al barajului de anrocamente va fi:

— la baraje cu ecran

$$\operatorname{tg} \Psi = \frac{(P_h + P_e) \sin \beta + a_c G}{(P_h + P_e) \cos \beta + G}; \tag{64}$$

— la baraje cu diafragmă

$$\operatorname{tg} \Psi = \frac{P_h + P_e \sin \beta + a_c G}{P_e \cos \beta + G}. \tag{65}$$

Coeficientul de alunecare tg Ψ trebuie să fie mai mic sau cel mult egal cu coeficientul de frecare f al anrocamentelor (sau zidăriei de piatră) cu terenul de fundație, considerat obișnuit $f = 0{,}3$.

Avînd determinat coeficientul de seismicitate al corpului barajului, calculul stabilității taluzurilor se desfășoară după procedeele obișnuite, considerînd suplimentar forțele de inerție seismice.

Se precizează că pentru calculul stabilității unui taluz, în centrul de greutate al fiecărei fîșii apare suplimentar forța de inerție seismică $a_c G$ (a_c — coeficient seismic; G — greutatea fîșiei), de sens contrar sensului de propagare al undei seismice, care se compune cu celelalte forțe care acționează de-a lungul suprafeței de alunecare considerate.

În mod simplificat calculul stabilității la cutremur a unui taluz se face verificînd un taluz cu o pantă mai abruptă decît în realitate, rotirea suplimentară fiind de un unghi λ' dat de relația $\operatorname{tg} \lambda' = a_c G / G = a_c$.

28. Stabilitatea corpului de anrocamente

În lucrarea [30] se arată că, sub acțiunea excitațiilor seismice, un baraj de anrocamente are deplasări verticale, orizontale și rotiri ale fundației. De o mare importanță sînt excitațiile seismice verticale, care produc întinderi în masa barajului.

Corpul barajului de anrocamente se consideră ca un sistem cu cîteva grade de libertate (fig. 8-49). Pentru vibrații seismice cu amplitudini mici sistemul considerat

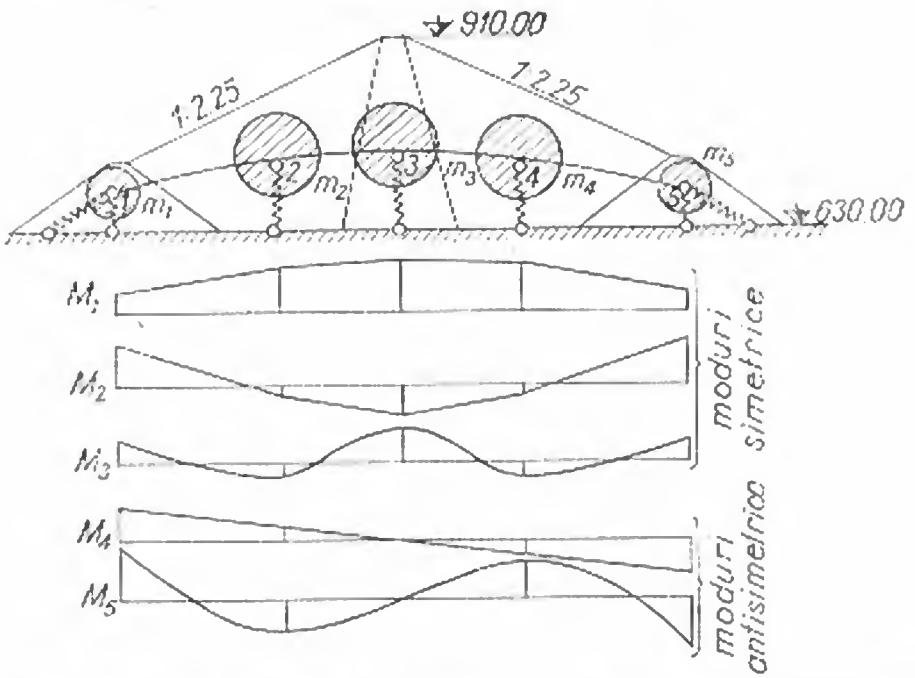


Fig. 8-49. Schemă de calcul și moduri proprii de vibrație la un baraj de anrocamente.

se comportă elastic. Pentru acțiuni seismice puternice, legăturile între diversele elemente ale profilului barajului se deteriorează, se produc deformări și desprinderi, sistemul considerat comportîndu-se neelastic.

Caracteristicile dinamice (frecvențele și formele proprii) ale sistemului considerat se determină prin metodele clasice ale analizei spectrale. Avînd cunoscute caracteristicile dinamice proprii sistemului se determină răspunsul său la excitația seismică.

Prin calcule s-a determinat zona de răspuns la excitația seismică în care profilul barajului de anrocamente devine nestabil. În figura 8-50, pentru o excitație seismică armonică, se prezintă zona de răspuns nestabil în coordonate relative: în abscisă raportul frecvenței oscilației seismice armonice la frecvența proprie a sistemului în stadiul elastic ω^* și în ordonată raportul amplitudinilor răspunsului sistemului real față de răspunsul considerat elastic A^*. Pentru ca un profil de baraj de anrocamente să fie stabil este necesar ca spectrul seismic de răspuns să se găsească în zona stabilă (zona hașurată din figură).

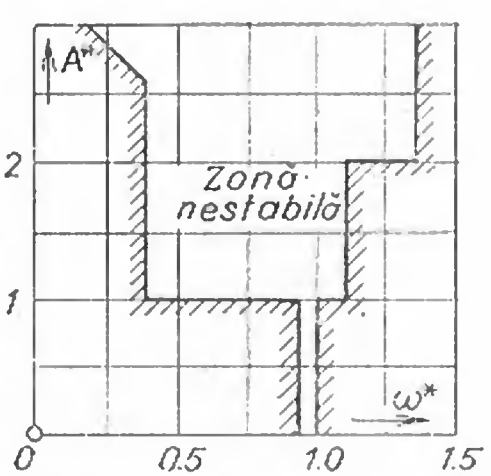


Fig. 8-50. Diagramă pentru determinarea zonei de nestabilitate a barajelor de anrocamente acționate de excitații armonice:

ω^*, A^* — frecvențe proprii și amplitudini relative.

29. Comportarea unor baraje de anrocamente

Barajul *Miboro* (Japonia) cu înălțimea de 130 m, a fost solicitat în anul 1961 de un puternic cutremur de pămînt, avînd epicentrul la numai 20 km distanță. Barajul s-a comportat bine fără a suferi vreo avarie.

În Peru și Chile, țări cu activitate seismică ridicată, barajele din materiale locale, care se aplică cu prioritate față de cele din beton, au fost deseori solicitate de mișcări seismice. Se citează cazul barajului *Malpaso* (Peru), care în anul 1958 a fost supus unuia din cele mai puternice cutremure cunoscute în regiune. S-au constatat deplasări ale coronamentului de maximum 5,08 cm spre aval și 3,20 cm pe verticală, ca și tasări inegale pe verticală ale umpluturii de circa 7 cm. Vatra de beton a barajului nu a suferit nici un fel de deplasări. Aceste deplasări și deformații, precum și altele de mai mică mărime înregistrate la alte șocuri seismice, nu au produs nici un fel de neajunsuri în exploatarea barajului.

Se citează și alte baraje de anrocamente, destul de înalte, executate în regiuni cu activitate seismică ridicată: *Kogoti* (Chile) cu $H = 75$ m, *San Gabriel Nr. 2* (California) cu $H = 75$ m, *Tepuxtepec* (Mexic) cu $H = 38$ m etc. În timpul exploatării, barajul *San Gabriel Nr. 2* a fost supus unor puternice cutremure de pămînt, fără a prezenta deformații importante sau avarii.

§ 8. BARAJE DE PĂMÎNT

30. Generalități

Barajele de pămînt reprezintă aproximativ 50% din totalul barajelor executate în lume și, în ciuda unor avarii înregistrate, ele își găsesc aplicare și în regiunile cu activitate seismică.

Calculul antiseismic al barajelor de pămînt constă în primul rînd în verificarea stabilității la alunecare a taluzurilor în condițiile acțiunii seismice. Materialele din corpul barajelor de pămînt fiind în general materiale coezive, se admite că ele au proprietăți elastice, deci în calculul dinamic al barajelor de pămînt se admit ipotezele ce caracterizează structurile elastice. Aceste ipoteze au fost confirmate de observațiile făcute asupra vibrațiilor în natură ale barajelor de pămînt, din argilă nisipoasă și nisipuri argiloase, deci din materiale coezive.

Astfel măsurătorile efectuate cu ajutorul aparatelor de măsură montate în corpul barajelor de pămînt arată că acestea vibrează la fel ca structurile elastice, după forme proprii, deplasările variind cu înălțimea. Se citează în literatură măsurătorile efectuate la barajul *Cachuma* (California), unde s-au înregistrat accelerații de 2,5 ori mai mari la coronament în raport cu baza. La barajul *Sanokai* (Japonia), în timpul unui cutremur slab s-au înregistrat accelerații ale coronamentului de 5 ori mai mari decît ale bazei. În figura 8-51 se prezintă răspunsul la cutremur al unui baraj de 33 m înălțime, măsurat la diferite niveluri. Se vede că amplitudinea vibrațiilor crește spre coronament.

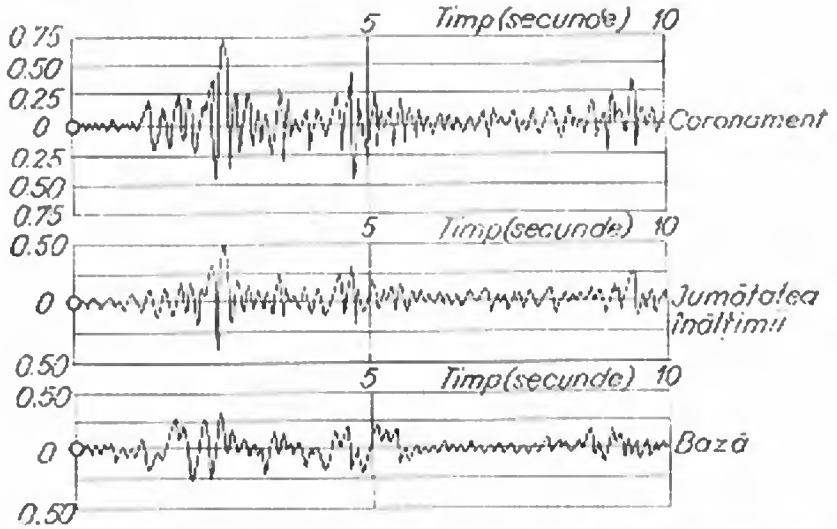


Fig. 8-51. Seismograma de răspuns a unui baraj de pămînt (H = 33 m) în timpul cutremurului El Centro-1940.

31. Elemente de calcul dinamic

Într-o primă etapă (1936—1960), metodele de calcul au urmărit să determine distribuția accelerațiilor pe verticală, în corpul barajului considerat omogen, astfel încît forțele de inerție să reflecte atît vibrațiile proprii cît și cele perturbatoare. După anul 1960 metode îmbunătățite au permis studiul distribuției eforturilor în tot corpul barajului și în cazul barajelor neomogene, ținînd seama și de conlucrarea cu terenul.

Metoda cea mai simplă (*Monobe-Takata-Matumara* 1936, *Napetvaridze* 1959) consideră barajul omogen, simetric, infinit (deci fenomen plan), reologic liniar, iar deformațiile datorite doar eforturilor tangențiale de forfecare, uniform distribuite într-o secțiune orizontală.

Dacă se consideră un element din secțiunea barajului, în echilibru dinamic sub acțiunea forțelor de inerție și de forfecare (fig. 8-52), se poate scrie ecuația diferențială a oscilațiilor libere ale barajului sub forma:

$$\frac{\mathrm{d}^2y}{\mathrm{d}t^2} - c^2\left(\frac{\mathrm{d}^2y}{\mathrm{d}z^2} + \frac{1}{z}\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}z}\right) = 0, \tag{66}$$

unde s-a notat:

$$z = x + \beta; \quad \beta = B_0\frac{H}{B - B_0}; \quad c = \sqrt{\frac{\Omega G}{\rho}};$$

Ω — coeficient caracteristic secțiunii transversale;

G — modul de tăiere;

ρ — densitatea materialului.

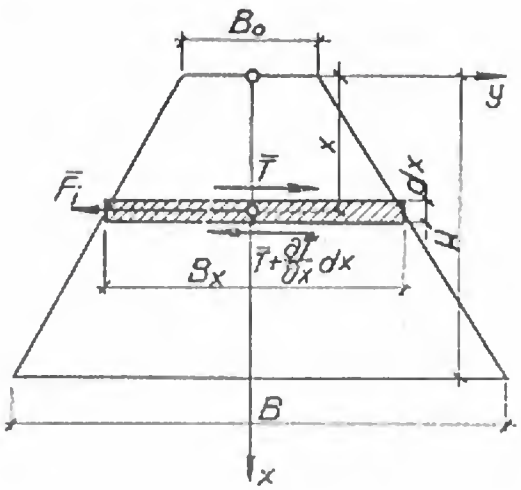


Fig. 8-52. Schema de calcul cu considerarea numai a eforturilor tangențiale de forfecare (după Napetvaridze).

Integrînd ecuația (66) rezultă perioadele de oscilație corespunzătoare diverselor moduri de vibrație, de exemplu expresia perioadei fundamentale:

$$T_1 = 0{,}84 \frac{B}{B - B_0} H \sqrt{\frac{\gamma}{\Omega G}}. \tag{67}$$

În literatură de multe ori se consideră $\Omega = 1$.

Dacă se consideră $U(t)$ seismograma cutremurului de calcul din amplasament, ecuația (66) devine:

$$\frac{d^2y}{dt^2} - c^2\left(\frac{d^2y}{dz^2} + \frac{dy}{dz}\right) = \frac{d^2U}{dt^2}. \tag{68}$$

Considerînd o mișcare armonică ($U = u \cos \omega t$), *Napetvaridze* integrează ecuația (68) obținînd distribuția accelerațiilor pe verticală (fig. 8-53). Distribuția coeficienților seismici rezultați se poate înlocui cu o distribuție liniară echivalentă.

O relație mai generală obține *Ambraseys* punînd în evidență integrala *Duhamel*, astfel că pentru modul (n) de vibrație coeficientul seismic este:

$$a_{c,n}(y, t) = \frac{\Phi_n(y) S_{cn}}{g}, \tag{69}$$

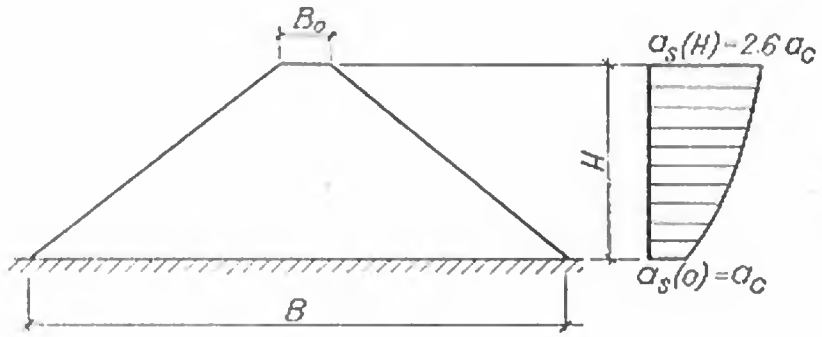


Fig. 8-53. Distribuția coeficientului seismic pe verticală după Napetvaridze.

unde:

$\varphi_n(y)$ — funcție care caracterizează comportarea secțiunii la diverse niveluri, pentru modul (n) de vibrație și depinde numai de elementele geometrice ale elementului;

$$S_{cn} = \omega_n \int_0^t \ddot{U}(\tau)\, e^{-\nu_n \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_n (t-\tau)\, d\tau; \tag{70}$$

ω_n — frecvența oscilațiilor libere ale barajului în modul (n);

ν_n — coeficientul de amortizare critică în modul (n).

Suprapunerea modurilor proprii se face algebric (a), sau făcînd media lor pătratică (b):

$$\text{a)} \quad a_c(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} a_{c,n}(y, t); \tag{71}$$

$$\text{b)} \quad a_c(y, t) = \left[\sum_{n=1}^{\infty} a_{c,n}^2(y,t) \right]^{1/2}.$$

Funcția $\varphi_n(y)$ depinde de modelul ales, astfel că, avînd cunoscută și accelerograma de calcul $\ddot{U}(\tau)$, expresia coeficienților seismici la diverse niveluri pentru modurile de vibrație considerate, devine explicită. În figura 8-54 este reprezentată distribuția coeficienților seismici pe înălțimea barajului de pămînt obținută după relațiile lui *Ambraseys*, comparativ cu normativele de calcul americane și japoneze, care acceptă o valoare constantă a coeficientului seismic. Este de remarcat că rezultatele obținute după formulele *Ambraseys* sau *Napetvaridze* concordă.

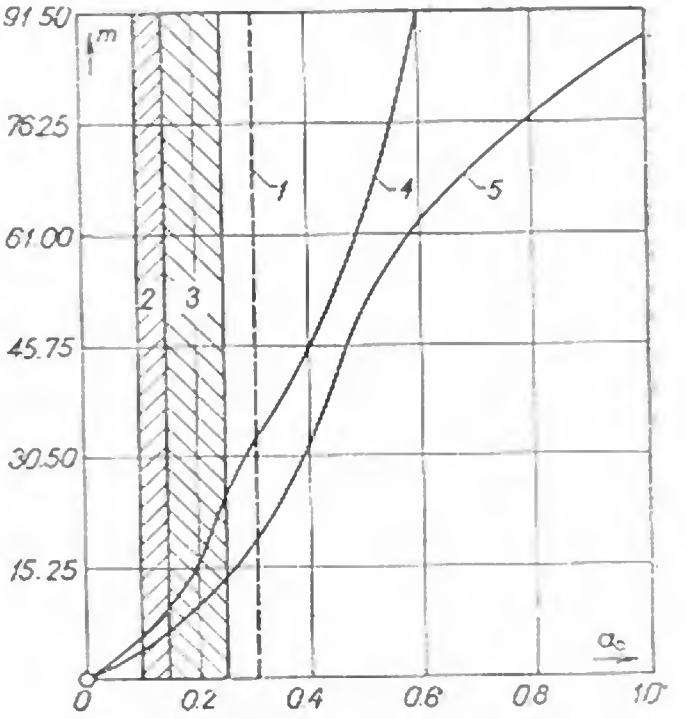


Fig. 8-54. Variația coeficientului seismic pe înălțimea barajului:

1 — coeficientul de seismicitate al fundației în relațiile Ambraseys; *2* — prescripții americane; *3* — prescripții japoneze; *4* — prima relație Ambraseys; *5* — a doua relație Ambraseys.

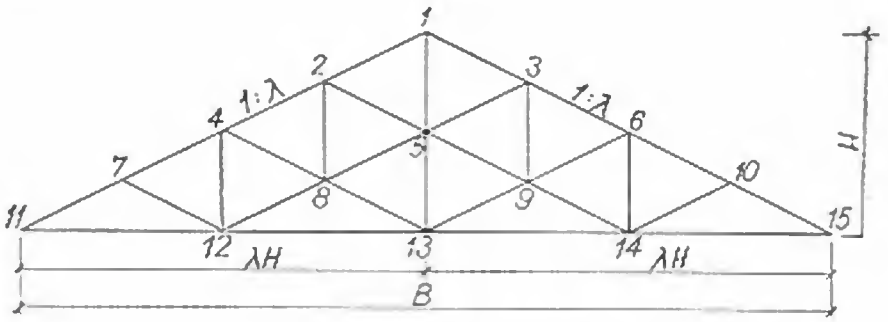


Fig. 8-55. Schema unei rețele de elemente finite la un baraj de pământ.

Apariția metodei elementului finit a permis analiza dinamică complexă a structurilor din materiale locale. Astfel, modelul fenomenului poate accepta o secțiune neomogenă, cu sistem de impermeabilizare, protecție, drenare. Barajul de pământ este considerat drept o structură elastică, fiind modelat de un sistem de elemente (bare sau triunghiuri) care alcătuiesc un ansamblu cu masele concentrate la noduri. Proprietățile de deformabilitate ale elementelor sînt echivalente cu cele ale secțiunilor reale din natură. Pe aceleași principii se poate modela și fundația.

În figura 8-55 se prezintă schema unei rețele de elemente finite pentru calculul unui baraj de pământ [31]. Pentru această schemă, în figura 8-56 se prezintă primele cinci forme proprii de vibrație, în funcție de raportul între modulul de elasticitate al fundației E_f și al barajului E_b. Materialul din corpul barajului a fost considerat omogen, izotrop și liniar elastic, cu un coeficient Poisson $\mu = 0{,}45$.

În figura 8-57 se prezintă variația frecvențelor naturale ale barajului pe fundație elastică ω_e, ca fracțiuni din frecvențele aceluiași baraj pe fundație rigidă ω_r, în funcție de raportul E_f/E_b. Se constată că rigiditatea relativă a fundației E_f/E_b are o influență mare asupra valorilor frecvențelor proprii ale sistemului și implicit asupra răspunsului său la o excitație perturbatoare. Această influență crește odată cu micșorarea înclinării paramentelor barajului.

Alte studii [1] ajung la aceleași concluzii. Variația înălțimii barajului, a proprietăților materialului de construcție și ale fundației modifică perioadele naturale. Astfel, creșterea înălțimii barajului, micșorarea modulului de compresibilitate al pământului ca și prezența unui teren de fundație slab, lungesc perioada fundamentală. De exemplu, perioada fundamentală a barajului *Otter Brook* ($H = 40{,}6$ m) imediat după construcție a fost neobișnuit de lungă ($T = 7{,}2$ s) din cauza compactării slabe și a modulului de compresibilitate scăzut al materialului de construcție. Includerea unui nucleu impermeabil în profil conduce de asemenea la creșterea perioadei naturale.

Metode recente caută să ia în considerare variația în funcție de timp a forțelor dinamice produse de cutremur. Accelerațiile produse de excitația seismică în corpul barajului au un caracter pulsatoriu. Determinarea lor este posibilă prin integrarea numerică a ecuațiilor dinamice de mișcare ale sistemului, cu ajutorul unor mari calculatoare. Spre exemplificare, în figura 8-58 se prezintă rezultatul unui astfel de calcul pentru un baraj cu $H = 30{,}5$ m, cu modulul de tăiere $G = 280$ kg/cm^2 și factorul de amortizare critică $\nu = 0{,}2$ pentru fiecare mod, solicitat de accelerograma cutremurului *El Centro*-1940.

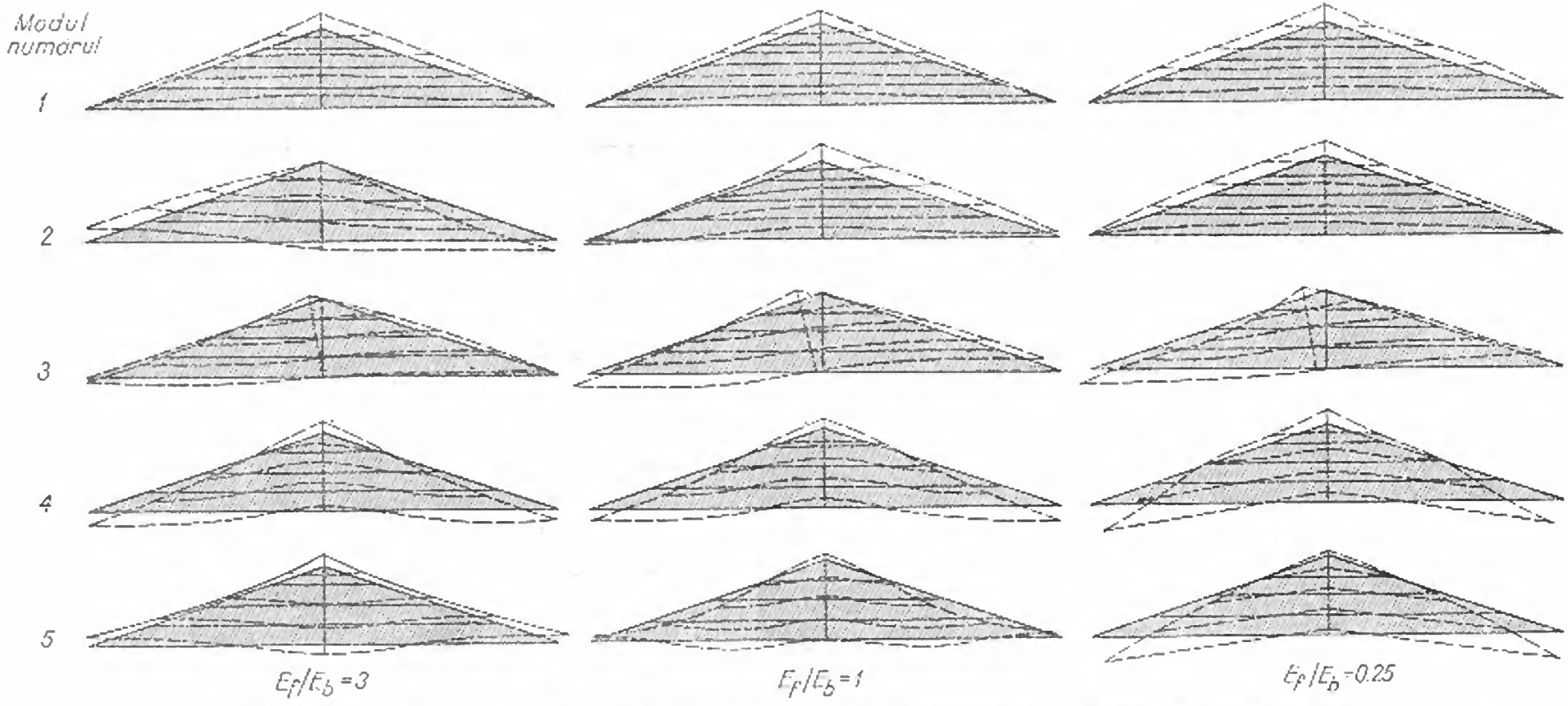


Fig. 8-56. Primele cinci moduri proprii de vibrație ale unui baraj de pământ simetric, cu pantele taluzurilor 1 : 3.

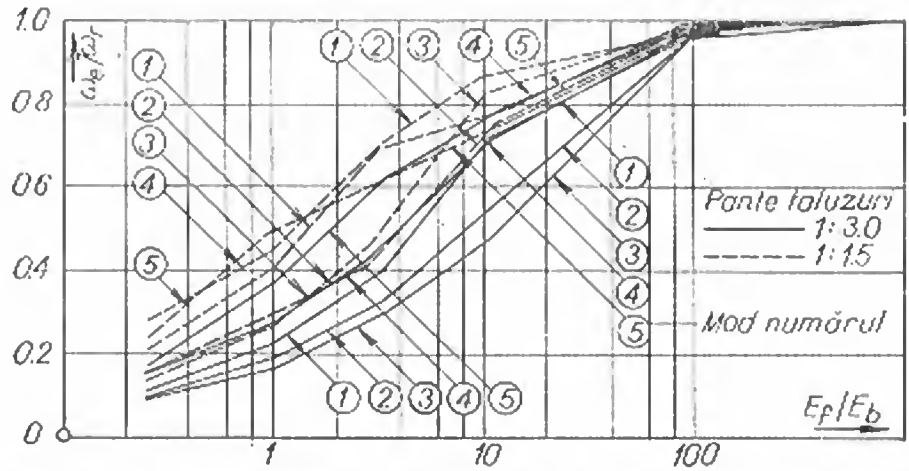


Fig. 8-57. Variația frecvențelor naturale ale barajelor de pământ funcție de elasticitatea fundației, raportul E_f/E_b și pantele taluzurilor.

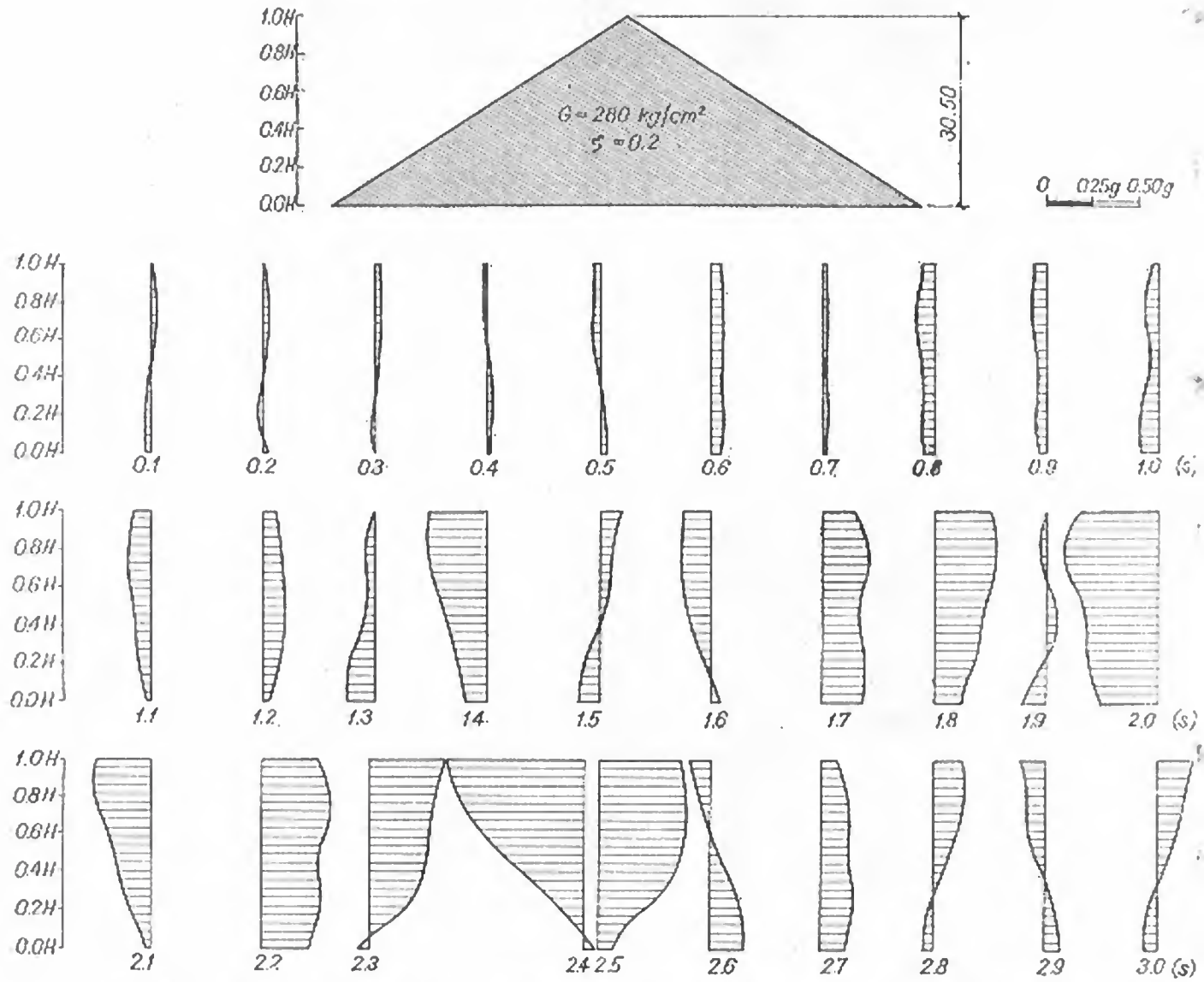


Fig. 8-58. Distribuția accelerațiilor la intervale de timp de 0,1 s, în corpul unui baraj de pământ solicitat de un cutremur de tip El Centro-1940.

Se constată diferenţe sensibile în distribuţia acceleraţiilor în timp, care trebuie considerate succesiv în calculul stabilităţii taluzurilor. Acesta este un calcul mult mai apropiat de comportarea reală a sistemului. De asemenea, în aceste condiţii se recomandă a se lua în considerare şi comportarea pămîntului din baraj la solicitări dinamice, care diferă de comportarea sa statică. *Casagrande* şi *Shannon* arată că rezistenţa la tăiere creşte la solicitări dinamice cu 10...16% la argile, 20% la nisipuri, 80% la roci moi, faţă de rezistenţa la tăiere la solicitări statice [1].

32. Stabilitatea taluzurilor

Datorită maselor proprii mari ale barajelor de pămînt, acceleraţia seismică are o influenţă foarte mare asupra stabilităţii taluzurilor. Pentru exemplificare, în figura 8-59 se arată variaţia coeficientului de stabilitate la alunecare a taluzurilor unui baraj, cu înălţimea variind între 20 şi 100 m, solicitat de diverşi coeficienţi de seismicitate, consideraţi constanţi pe înălţime.

În figura 8-60 se arată schema de calcul la stabilitate a taluzurilor, considerînd distribuţia acceleraţiilor pe baza relaţiilor *Napetvaridze-Ambraseys*. În aceste calcule forţele de inerţie se consideră că acţionează static:

$$F_i = \frac{G_i}{g}\, c = a_c G_i. \tag{72}$$

De remarcat că distribuţia acceleraţiilor se admite liniară, aproximaţie care se înscrie în cadrul preciziei de calcul. Suplimentar faţă de forţele cunoscute de la cal-

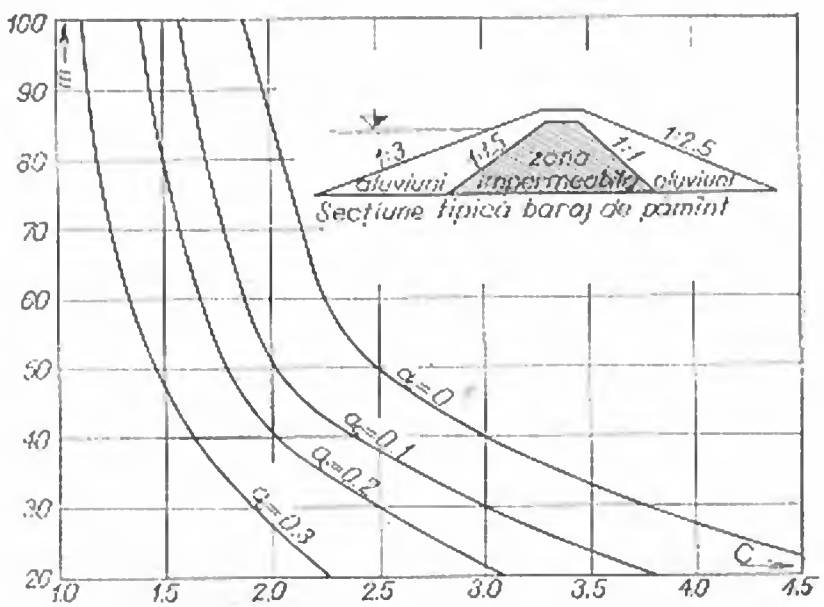


Fig. 8-59. Variaţia coeficientului de siguranţă c funcţie de coeficientul de seismicitate a_c şi înălţimea barajului, la baraje de pămînt.

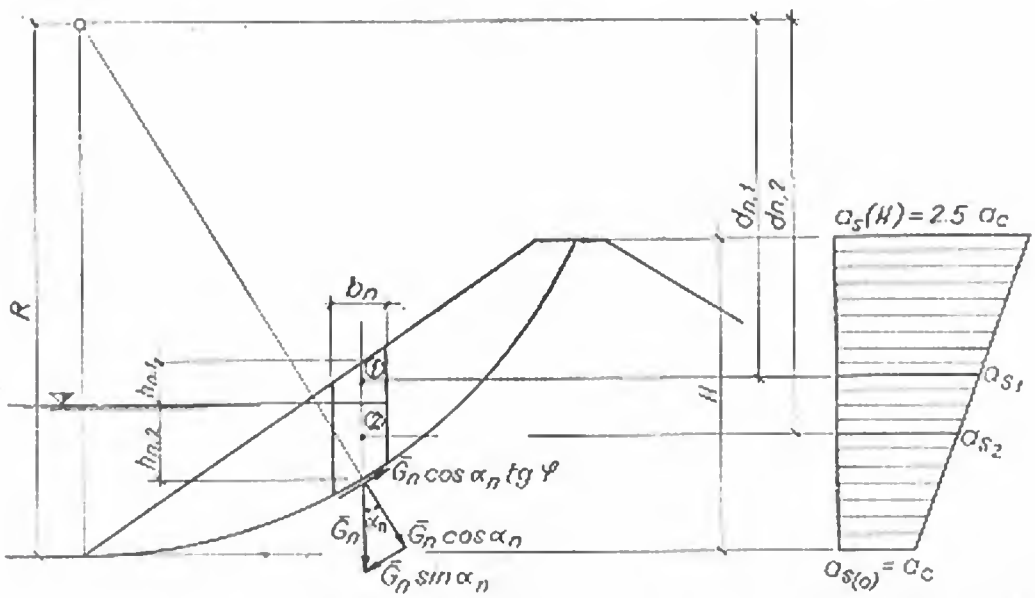


Fig. 8-60. Schema de calcul la stabilitate dinamică a taluzurilor.

culul de stabilitate obișnuit apar forțele de inerție F_i. Folosind metoda fișiilor, coeficientul de siguranță la stabilitate dinamică are expresia:

$$\eta = \frac{\sum_1^m {}_n (G_n \cos\alpha_n \operatorname{tg}\varphi_n + c_n l_n)}{\sum_1^m {}_n \left(G_n \sin\alpha_n + \frac{d_n}{R} F_{i,n}\right)}, \tag{73}$$

unde:

$$F_{i,n} = F_{1,n} + F_{2,n};$$

$$F_{1,n} = a_{s1} G'_{1n};\quad G'_{1n} = b_n h_{1,n} \gamma_u;$$

$$F_{2,n} = a_{s2} G'_{2n};\quad G'_{2n} = b_n h_{2,n} \gamma_{sa};$$

$$d_n = \frac{d_{1,n} F_{1,n} + d_{2,n} F_{2,n}}{F_{1,n} + F_{2,n}}.$$

În literatură se recomandă $\eta = 1{,}1 \ldots 1{,}2$.

O problemă analizată recent o constituie „lichefierea" în regim dinamic a nisipurilor, în special în contact cu apa, adică modificarea caracteristicilor fizico-

mecanice ale materialelor pulverulente datorită vibrațiilor. Conform experiențelor efectuate pe model se recomandă micșorări ale unghiului de frecare internă cu 10...25% (*Barkan*).

33. Comportarea unor baraje de pămînt

Literatura este deosebit de bogată în date privind comportarea la cutremur a barajelor de pămînt. Se constată că, spre deosebire de alte tipuri de baraje, cutremurele au condus la avarierea unui număr însemnat de baraje de pămînt.

Avariile apar în general la cutremure peste gradul 7 MM și se manifestă sub formă de crăpături adînci, în lungul coronamentului sau paralel cu acesta, la diverse niveluri, degradări ale sistemelor de protecție, deplasarea coronamentului etc. (fig. 8-61).

Astfel, după un cutremur de gradul 10, la barajele *Ono* ($H = 38$ m) și *Murayama* ($H = 24{,}50$ m) din Japonia, s-au observat crăpături de 5...25 cm deschidere și 10...20 m adîncime. De asemenea au avut loc tasări pînă la maximum 50 cm. O comportare necorespunzătoare la cutremur au arătat-o barajele cu neomogenitate evidentă, ca de exemplu cele cu diafragme de beton, sau numai pereți de beton între nucleu și terenul de fundație.

În alte situații barajele de pămînt s-au comportat bine la cutremure apreciate chiar de gradul 10 (barajele *San Andreas* $H = 27{,}50$ m și *Pilarcitos* $H = 29$ m din S.U.A.).

Mult mai multe accidente s-au produs în timpul seismelor la lucrările de îndiguire, aceasta arătînd că fundațiile aluvionare de granulație fină, saturate cu apă și materialele de construcție ale digurilor, alcătuite din nisip cu granulație fină și

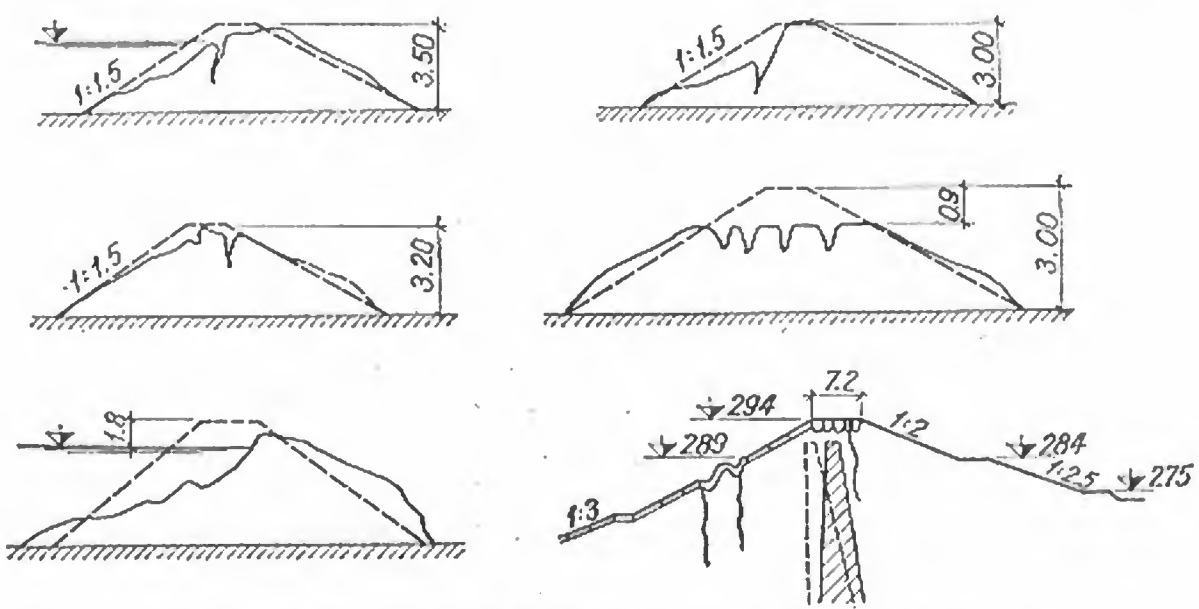


Fig. 8-61. Avarii provocate la baraje de pămînt de vibrațiile seismice.

conținut mic de argilă, compactate mai sumar, au influențat defavorabil comportarea la excitația seismică, fiind expuse fluidizării (lichefierii) prin vibrare.

O statistică interesantă asupra comportării barajelor de pămînt la acțiuni seismice face *N. Ambraseys* la al II-lea Congres de inginerie seismică [1].

§ 9. MĂSURI CONSTRUCTIVE ANTISEISMICE

34. Baraje de beton

Din analiza efectelor cutremurelor asupra barajelor de beton rezultă că multe avarii se datoresc unor defecte de execuție. Solicitările seismice pulsatorii acționează defavorabil asupra contactului dintre beton și stînca de fundație, producînd slăbirea sa, cît și asupra rosturilor de lucru. În acest sens se impune realizarea unui contact bun între beton și rocă ca și între lamelele de beton în rosturile de lucru orizontale.

O atenție specială se acordă măsurilor pentru asigurarea mărcii necesare a betoanelor cît și pentru limitarea la maximum a fenomenelor care produc fisuri în corpul barajului (contracția la întărire, variațiile de temperatură etc.).

Galeriile din corpul barajului se reduc la minimul necesar, se armează pe contur și se prevăd cu forme rotunjite pentru a limita pericolul concentrării de eforturi. Practica arată că neluarea acestor măsuri poate conduce la fisurări în timpul solicitărilor seismice.

În cazul barajelor de greutate, se consideră suficiente măsurile generale prezentate mai sus. Ca măsură specifică se recomandă ca rosturile să permită deplasări relative între ploturi, în special la cele dinspre versanți, unde pericolul de fisurare este mai mare.

Barajele masive cu contraforți se apropie ca mod de comportare de barajele de greutate. Suplimentar față de acestea se recomandă măsuri pentru mărirea stabilității longitudinale a contraforților, cum sînt: închiderea contraforților în aval, prevederea unor butoni de beton la piciorul aval, utilizarea de contraforți cu pereți dubli-casetați, fundarea pe tălpi joantive.

Barajele cu plăci de beton armat sau cu bolți multiple, deși se adaptează la vibrații moderate și tasări inegale ale terenului, caracteristice cutremurelor de intensitate scăzută sau medie, necesită unele măsuri pentru a le face rezistente la cutremure mai mari de gradul 7 MM. *Mononobe* (Japonia) a propus rigidizarea longitudinală a contraforților printr-un sistem de grinzi orizontale (contravîntuiri), ancorate la capete în versanți sau în blocuri de ancorare special prevăzute.

N. Rozanov, reluînd studiul acestei probleme, recomandă folosirea de contraforți cu pereți dubli, la baraje situate în zone cu seismicitate de gradul 7...8 MM și de grinzi puternice de rigidizare orizontale, în zone cu seismicitate de gradul 9 MM. El a elaborat și o metodă de calcul pentru aceste grinzi de rigidizare [32].

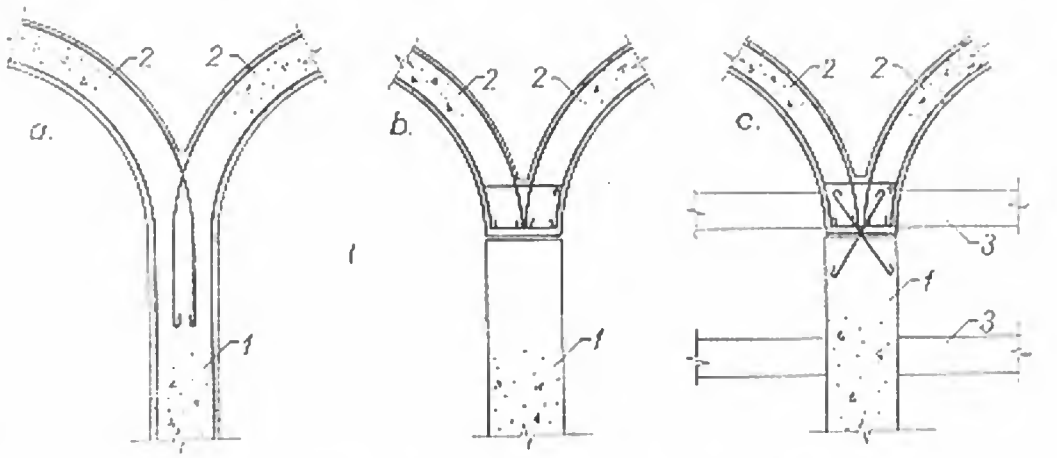


Fig. 8-62. Sisteme de îmbinare a bolţilor cu contraforţii:

a — îmbinare rigidă; *b* — rezemare simplă; *c* — rezemare simplă şi grinzi de rigidizare; *1* — contraforţi; *2* — bolţi multiple; *3* — grinzi de rigidizare.

Practica arată că îmbinările rigide ale plăcilor sau bolţilor cu contraforţii sînt cauze ale producerii fisurilor (fig. 8-62, *a*). Mai ales în zone seismice, unde pericolul de fisurare este mai mare, se recomandă rezemarea simplă a bolţilor pe contraforţi (fig. 8-62, *b*). Pentru mărirea stabilităţii longitudinale se folosesc grinzi de rigidizare (fig. 8-62, *c*), primul rînd fiind dispus între naşterile bolţilor.

Barajele arcuite, construcţii monolite, cu terenul de fundaţie şi betonul de calitate superioară, se adaptează în general la solicitări seismice fără prevederea unor măsuri constructive speciale. Este necesară însă verificarea eforturilor din acţiunea cutremurului, care pot ajunge la mărimi importante, avînd şi caracter pulsatoriu. La barajele arcuite situate în zone cu intensă activitate seismică se recomandă orientarea rosturilor de contracţie şi de lucru după direcţiile liniilor de curbură principale ale suprafeţei mediane a barajului. Această măsură conduce la complicaţii de execuţie, dar asigură o comportare mai bună a structurii la oscilaţiile seismice.

În figura 8-63 se prezintă mai multe baraje de beton din Japonia executate în zone seismice [33]. Barajul de greutate *Teagokura* a fost proiectat pentru un coeficient de seismicitate la lac plin $a_h = 0{,}12$ şi la lac gol $a_h = 0{,}06$. De remarcat că în corpul barajului s-au amplasat 14 seismografe şi 5 manometre, pentru a se putea urmări răspunsul său la eventuale cutremure.

Barajul cu contraforţi *Ikawa* a fost de asemenea proiectat pentru un coeficient de seismicitate $a_h = 0{,}12$ la lac plin şi $a_h = 0{,}06$ la lac gol. Calculele au fost completate cu studii pe modele de cauciuc ale contraforţilor, care au confirmat rezultatele obţinute teoretic.

Barajul arcuit *Ikehara* a fost proiectat pentru un coeficient de seismicitate $a_h = 0{,}12$. Calculele au fost completate cu studii pe modele. Perioada fundamentală a barajului a rezultat de 0,5 s. De remarcat îngroşarea părţii superioare a structurii, care este mai puternic solicitată de cutremur. În corpul barajului au fost amplasate 10 seismografe.

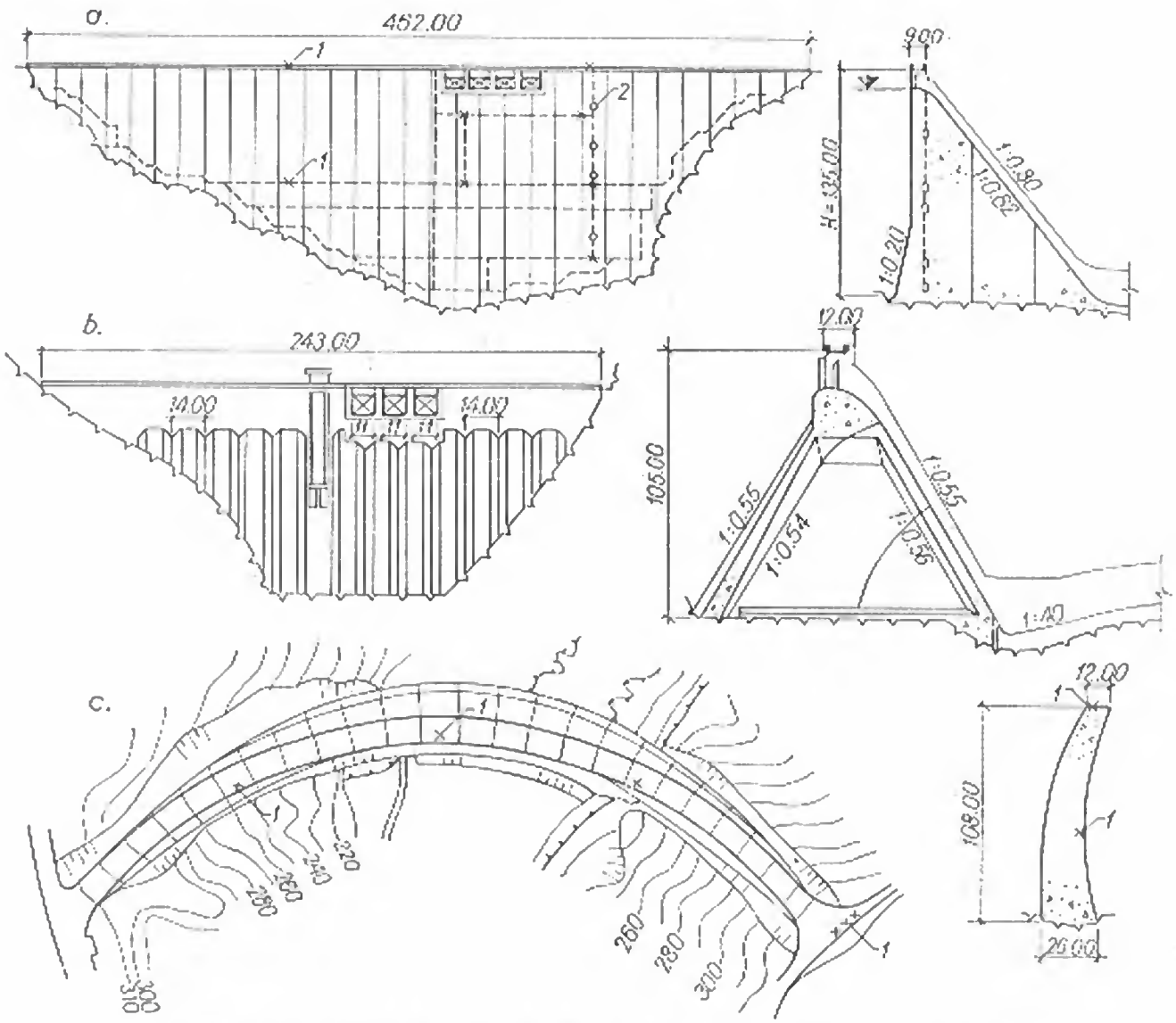


Fig. 8-63. Baraje de beton din Japonia executate în zone puternic seismice:
a — barajul de greutate Teagokura; *b* — barajul cu contraforți Ikawa; *c* — barajul arcuit Ikehara; *1* — seismografe; 2 — manometre pentru măsurarea presiunii hidrodinamice în timpul cutremurelor.

35. Baraje din materiale locale

Ca măsură de eficacitate maximă, privind comportarea la excitații seismice a barajelor din materiale locale, este micșorarea înclinării taluzurilor cu 10...30%, în comparație cu taluzurile rezultate fără considerarea factorului seismic. Practica arată că barajele omogene au o comportare mai bună la șocuri seismice decît cele neomogene.

În zonele seismice, mai recomandabile sînt barajele de anrocamente cu ecran, de tip rigid sau plastic. Aceasta se justifică întrucît masivul omogen de anrocamente încarcă uniform terenul de fundație și prezintă o bună stabilitate împotriva perico-

lului de alunecare a taluzurilor. Eventualele avarii produse ecranului la cutremure sînt uşor de reparat, datorită liberului acces.

Barajele de anrocamente cu diafragme centrale rigide nu se recomandă a se construi în zone seismice, deoarece o eventuală avarie a diafragmei este dificil de localizat şi reparat. În cazul barajelor de tip mixt, cu sîmbure plastic, acesta din urmă fiind presat între prismele laterale de anrocamente, poate fi supus unor deformaţii pulsatorii mari în timpul cutremurelor.

Datorită neomogenităţii secţiunii (în contact un material plastic — argila din sîmbure şi altul necoeziv — anrocamentele) sînt posibile degradări ale zonei de contact sîmbure-prisme laterale şi în special ale părţii superioare a barajului. De aceea, acest tip nu se recomandă în zone cu intensitate seismică mai mare de gradul 7 MM. Aceleaşi considerente sînt valabile şi pentru barajele de anrocamente mixte, avînd jumătatea amonte din profil executată din pămînt şi jumătatea aval din anrocamente.

În cazul barajelor de pămînt de tip neomogen, este de dorit ca amplasarea zonelor de pămînturi cu calităţi diferite să se facă gradat, funcţie de proprietăţile lor deformative. Se evită astfel formarea unor suprafeţe clare de separaţie şi se limitează pericolul de producere a fisurilor la contactul între pămînturi de diferite categorii. De exemplu, la un baraj de pămînt cu ecran de argilă, ordinea de distribuire a zonelor din amonte spre aval este următoarea: argilă nisipoasă, nisip argilos, nisip.

În paragraful anterior s-au prezentat exemple de avarii ale digurilor şi barajelor de pămînt. Se constată că în special în partea centrală a profilului, în zona coronamentului, se produc afînări ale materialului din vibraţii seismice, cu apariţia de fisuri. După acest criteriu mai avantajoase sînt barajele de pămînt cu nucleu de argilă sau argilă nisipoasă, deoarece aceste materiale nu se pretează la afînare şi fisurează greu.

Ca măsură generală pentru prevenirea umflărilor şi tasărilor taluzurilor barajelor de pămînt şi anrocamente supuse şocurilor seismice este recomandabilă aplicarea unei sarcini suplimentare pe taluzuri. Aceasta poate fi constituită dintr-un strat de blocuri de piatră mare sau de pietriş, care încarcă taluzul cu minimum 2...3 t/m^2. În cazul cînd seismicitatea amplasamentului nu depăşeşte gradul 7 MM, stratul de încărcare suplimentară poate fi alcătuit din plăci de beton armat, care concomitent consolidează taluzul.

La barajele de anrocamente cu ecran rigid, încărcarea suplimentară a taluzului amonte realizată de ecran şi de zidăria de piatră de sub ecran este foarte eficace.

O măsură aplicabilă la toate tipurile de baraje din materiale locale constă în întărirea picioarelor taluzurilor amonte şi aval cu prisme de bolovani sau anrocamente, de mică înălţime. Acelaşi rol pot să-l aibă batardourile amonte şi aval, executate din anrocamente cu diafragme rigide.

În toate cazurile cînd se folosesc ecrane sau diafragme rigide la baraje situate în zone seismice, este important a li se asigura posibilitatea unor deplasări fără pericol de fisurare. Aceasta se realizează prin: racordarea articulată a ecranului cu vatra de beton, sau a nucleului cu soclul de legătură cu fundaţia, prevederea unor rosturi care să permită rotiri ale plăcilor de beton armat care formează ecranul etc.

La barajele de pămînt cu avanradier de argilă se constată că acesta, dacă are o grosime suficientă, se comportă bine la solicitări seismice, avînd şi rol de încărcare exterioară suplimentară a straturilor din albie.

Întrucît valoarea forțelor de inerție seismice este mai mare în partea superioară a barajului decît în cea inferioară, iar capacitatea de rezistență a pămînturilor scade pe măsura saturării lor cu apă, este indicat a proiecta barajul astfel încît curba de depresiune să fie situată într-o poziție cît mai coborîtă. Sub acest aspect mai avantajoase sînt barajele cu ecran de etanșare.

În figura 8-64 se prezintă cîteva baraje din materiale locale proiectate în zone seismice. La barajul din anrocamente cu nucleu argilos din figura 8-64, *a*, cu înălțimea de 100 m, construit în zona sovietică a Asiei centrale, într-o regiune seismică de gradul 8 MM, sînt materializate toate principiile de proiectare antiseismică ară-

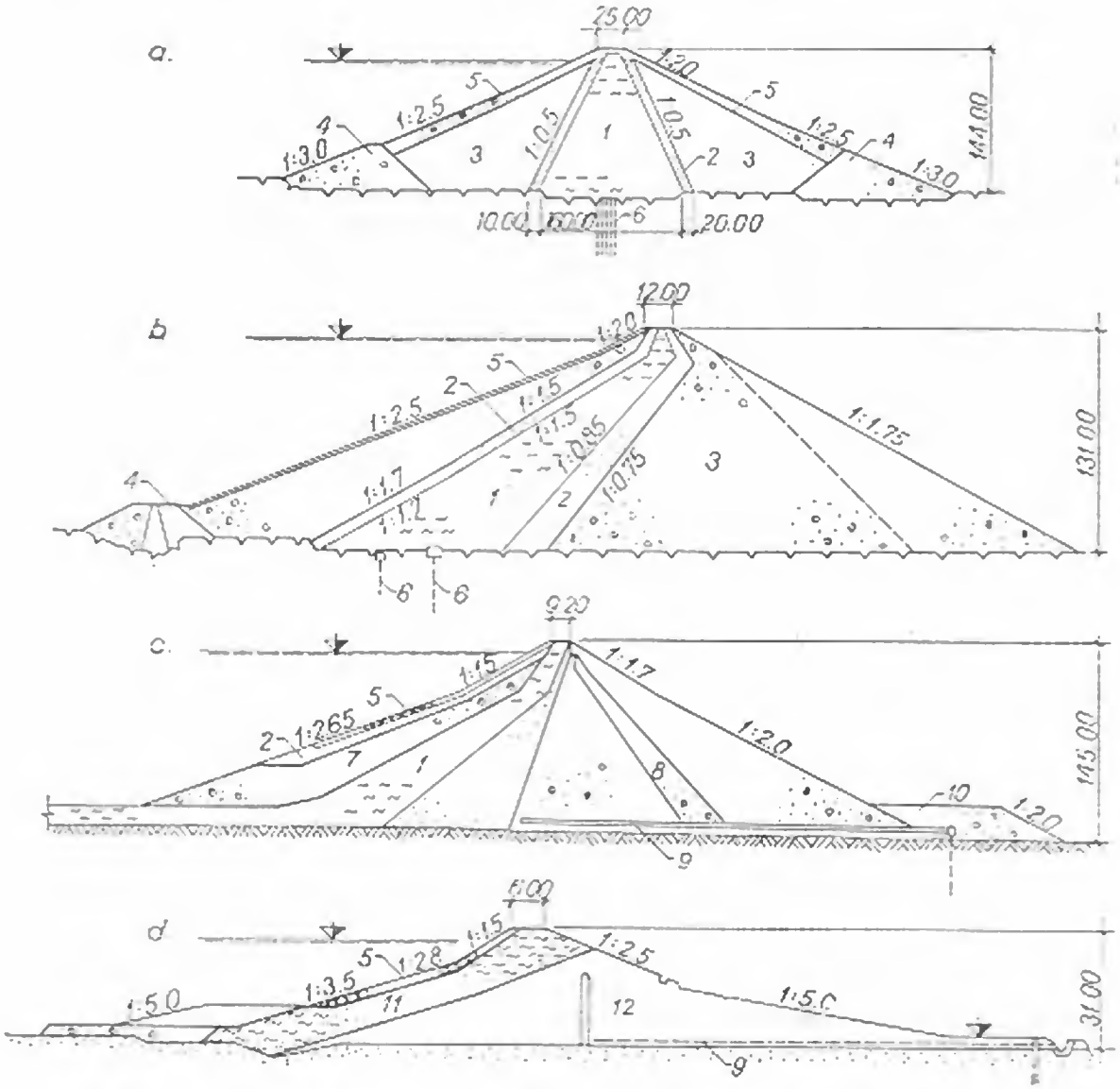


Fig. 8-64. Baraje din materiale locale construite în zone puternic seismice:

a — baraj de tip mixt din U.R.S.S.; *b* — barajul de ancoramente Miboro (Japonia); *c* — barajul de tip mixt Tarbela (Pakistan); *d* — barajul de pămînt Togo (Japonia); *1* — argilă; *2* — straturi filtrante; *3* — anrocamente; *4* — prisme de bolovani; *5* — protecție de bolovani; *6* — injecții; *7* — zonă de material granular (nisip, pietriș); *8* — zone de materiale cu granulozitate crescătoare spre aval; *9* — rețea de drenaj; *10* — bermă; *11* — zonă de material fin impermeabilă; *12* — zonă de material nesortat.

tate: taluzuri cu înclinarea mai mică, prisme de rezistență la picioarele taluzurilor, straturi de încărcare suplimentară. La barajul *Miboro* din Japonia (fig. 8-64, *b*) cu înălțimea de 131 m, proiectat pentru un coeficient de seismicitate $a_k = 0{,}12$ la lac plin și $a_k = 0{,}06$ la lac gol, se remarcă variația treptată a zonelor cu proprietăți deformative diferite și înclinarea accentuată a nucleului spre amonte; aceasta pentru a permite ca o zonă mai mare din prismul de anrocamente din aval să fie situată deasupra curbei de depresiune, deci să aibă o stabilitate superioară.

Barajul mixt de pămînt și piatră *Tarbela* (Pakistan) cu înălțimea de 145 m (fig. 8-64, *c*), proiectat pentru o accelerație seismică orizontală de 0,15 *g*, se caracterizează prin utilizarea unor tipuri variate de materiale, așezate conform principiilor mai sus enunțate. Barajul de pămînt *Togo* (Japonia) cu înălțimea de 31 m, proiectat pentru o accelerație seismică de 0,15 g, se caracterizează printr-o înclinare redusă a taluzurilor (fig. 8-64, *d*). Rezultatele calculelor de stabilitate la alunecare după metoda suprafețelor de alunecare cilindrică au indicat un coeficient de siguranță 1,2 în ipoteza considerării accelerației de calcul [34].

36. Statistica marilor baraje construite în zone seismice

Pe baza materialelor prezentate la congresele VI, VII și VIII ale marilor baraje, în anul 1967 s-a întocmit o statistică [35] a barajelor cu înălțimea mai mare de 100 m, construite în zone seismice (tabelul 8-6).

TABELUL 8-6

Tipul barajelor	Zonarea seismică în grade MM							Amplasamente aseismice	Total baraje
	5—6	6—7	7—8	8—9	9—10	10—11	11—12		
De greutate	3	5	10	11	—	6	2	16	58
Arcuite	5	17	20	9	5	8	3	19	86
Cu contraforți	—	—	1	1	1	—	1	1	5
De anrocamente	5	4	1	5	1	1	—	8	25
De pămînt	3	2	4	1	1	—	1	4	16
Total	16	28	36	27	8	15	7	48	185

Desigur că alegerea tipurilor de baraje pentru amplasamentele respective nu s-a făcut numai funcție de gradul de intensitate seismică al zonei ci și de condițiile locale morfologice și geologice, de experiența și posibilitățile de execuție, de eficiența economică a soluțiilor în ansamblul lor etc.

Din statistică rezultă că în zonele cu activitate seismică ridicată se aplică practic toate tipurile de baraje, cu excepția celor cu contraforți subțiri. Rezultă de asemenea că barajele de beton se aplică mai des decît cele din materiale locale. Faptul se explică deoarece avariile produse de cutremur la barajele din materiale locale au avut o frecvență mai mare decît la barajele din beton. Tipul de baraj de beton cel mai aplicat este cel arcuit.

§ 10. PRESCRIPȚII DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ APLICATE ÎN DIVERSE ȚĂRI

În paragrafele anterioare s-au prezentat principiile metodelor de calcul dinamic la cutremur pentru diferitele tipuri de baraje. Izolat s-au prezentat și unele recomandări de calcul antiseismic din diverse țări (de exemplu: alegerea coeficientului de seismicitate, eforturile admisibile în corpul structurii și în terenul de fundație etc.).

În acest paragraf se prezintă modul în care metodele de calcul la cutremur își găsesc aplicare în prescripțiile de proiectare antiseismică din diverse țări.

37. Prescripții antiseismice pentru barajele arcuite în Japonia

Comitetul japonez al Marilor Baraje a stabilit [6] prescripții privitoare la marile baraje în anul 1957, iar prescripțiile pentru barajele arcuite au fost actualizate în anul 1965. În acestea din urmă se recomandă ca metoda dinamică de calcul să înlocuiască treptat metoda statică.

Asupra alegerii coeficientului de intensitate seismică a fundației și rezistențelor admisibile pentru betoane la solicitări dinamice s-au făcut referiri mai înainte. Valoarea coeficientului de intensitate seismică a corpului barajului se ia de cel puțin două ori mai mare decît cea din fundație.

Se recomandă, mai ales pentru baraje importante, ca alegerea coeficientului de seismicitate al corpului barajului să nu se facă empiric, ci pe baza unui calcul dinamic. Pentru simplificarea calculelor, barajul se consideră ca o structură cu un singur grad de libertate dinamică, avînd numai vibrații radiale. Efectul apei din lac, calculat cu formulele lui *Westergaard*, se consideră ca al unei mase adiționale, aflată tot timpul în aceeași fază cu corpul barajului.

Prescripțiile japoneze acceptă că forțele orizontale seismice care acționează asupra barajului pe direcție amonte-aval sînt mai periculoase decît cele pe direcție perpendiculară pe vale. În cazul cînd vibrațiile barajului arcuit pe direcție verticală pot avea efecte însemnate asupra siguranței sale (în special la cele puternic cupolate), efectele acțiunii seismice trebuie analizate și după această direcție.

În prescripții, deși se acceptă utilizarea formulelor simplificate ale lui *Westergaard*, se propune și o metodă bazată pe integrarea numerică tridimensională a ecuației lui *Laplace* (ipoteza apei incompresibile), ținînd seama de forma arcuită a barajului și de forma văii. Metoda permite calculul presiunii hidrodinamice în fiecare mod propriu de vibrație al barajului, presiune care apoi se transformă în masă adițională pentru analiza vibrațiilor în modul respectiv. Spre exemplificare, în figura 8-65 se prezintă presiunea hidrodinamică pe un baraj arcuit, calculată în modul de vibrație simetric.

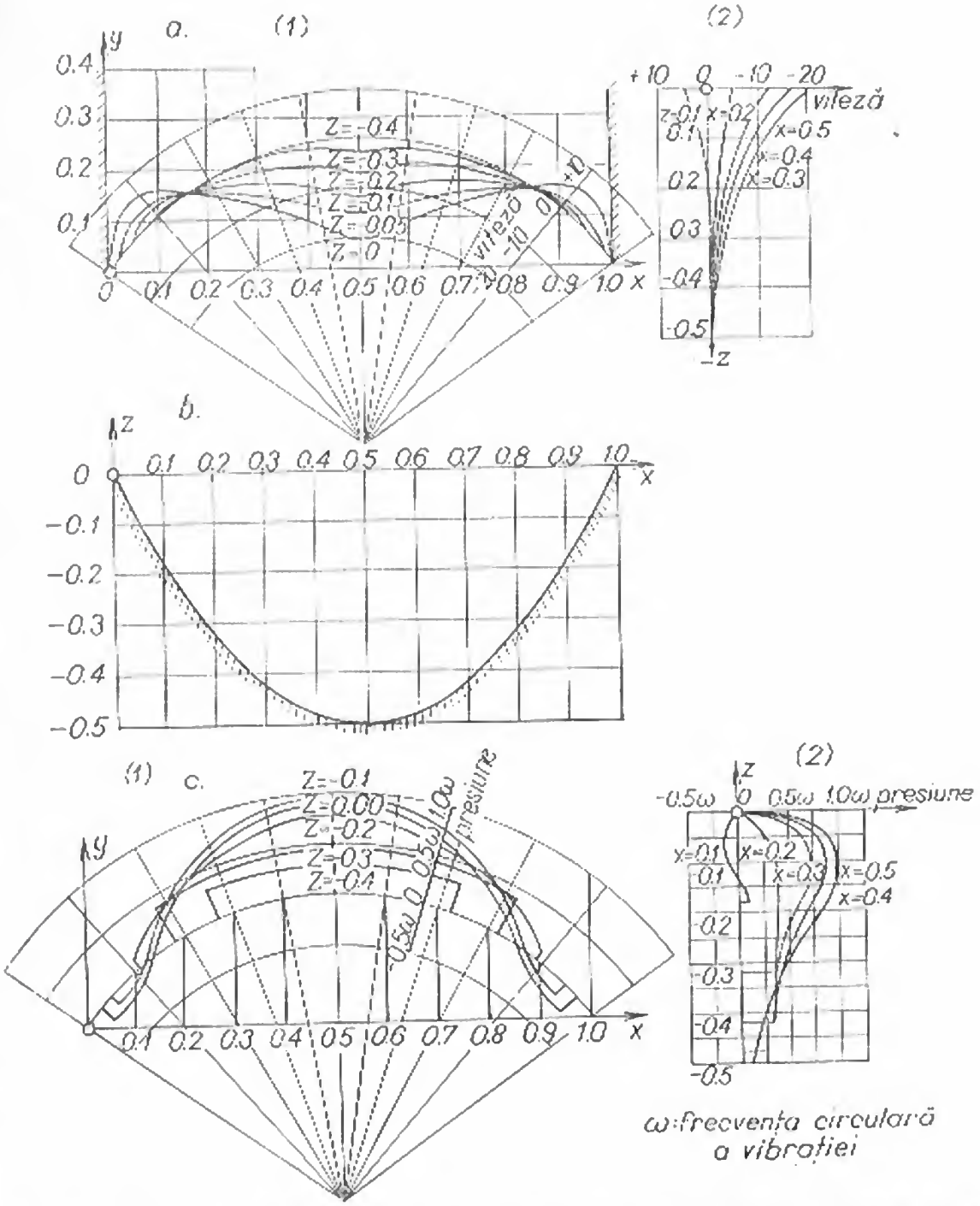


Fig. 8-65. Calculul presiunii hidrodinamice pe un baraj arcuit după prescripțiile japoneze — exemplu în modul de vibrație simetric:

a — viteza spectrală de răspuns a barajului; *b* — rețeaua de calcul; *c* — presiunea hidrodinamică; (*1*) — distribuție orizontală; (*2*) — distribuție verticală.

38. Prescripții antiseismice pentru barajele de beton în S.U.A.

Barajele de greutate, considerate rigid legate de roca de fundație, se recomandă să se calculeze static. Barajele arcuite cu perioade cuprinse între 0,15 și 0,60 s, fiind structuri mai flexibile, supuse la vibrații ale terenului de fundație cu frecvențe apropiate de cele ale structurii, se recomandă să se calculeze dinamic [6].

Normele americane iau în considerare numai componentele orizontale ale cutremurului. Pentru analiza comportării dinamice a barajelor arcuite se utilizează spectre seismice de răspuns, în special spectre seismice ale accelerațiilor. Pentru structurile cu un singur grad de libertate, forța tăietoare la bază se determină multiplicînd masa structurii cu accelerația spectrală. Pentru structurile cu mai multe grade de libertate, forfecarea la bază se obține aplicînd un factor de corecție forței de forfecare calculate pentru structura echivalentă cu un grad de libertate, avînd aceeași frecvență cu structura reală.

Pentru barajele arcuite se recomandă considerarea primelor două moduri de vibrație: simetric și antisimetric. Modul simetric este excitat de componenta amonte-aval a cutremurului, iar modul antisimetric de componenta transversală pe vale a cutremurului. Analiza dinamică se face pentru o structură idealizată de arce și console, care înlocuiește forma reală a barajului (fig. 8-66).

Frecvențele circulare proprii ale primelor două moduri se determină prin metoda energiei, egalînd energia potențială maximă a structurii cu energia cinetică maximă în timpul vibrațiilor.

Efectul apei din lac este considerat ca al unei mase adiționale; dimensiunea b (fig. 8-67) a volumului apei accelerate cu barajul care vibrează în:

$$\text{modul simetric este } b = 7{,}8\sqrt{Hy}; \tag{74}$$

$$\text{modul antisimetric este } b = 1{,}3\sqrt{Hy}\,\frac{2x}{L}, \tag{75}$$

unde:

H — adîncimea maximă a lacului;
y — distanța după verticală la oglinda apei;
L — lungimea de contact între apă și fața barajului;
x — distanța de la cheia arcului la punctul considerat.

Normele americane acceptă pentru barajele arcuite un factor de amortizare de 5% din amortizarea critică.

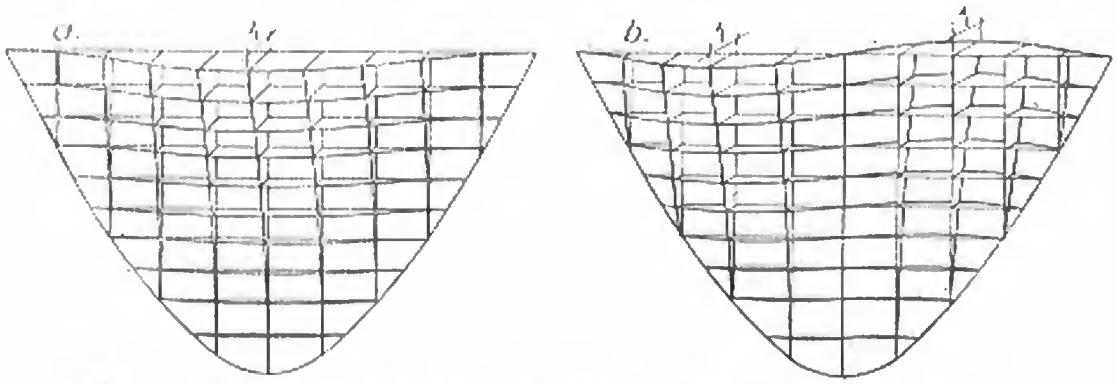


Fig. 8-66. Prescripții americane de calcul dinamic al barajelor arcuite:
a — primul mod de vibrație; *b* — al doilea mod de vibrație.

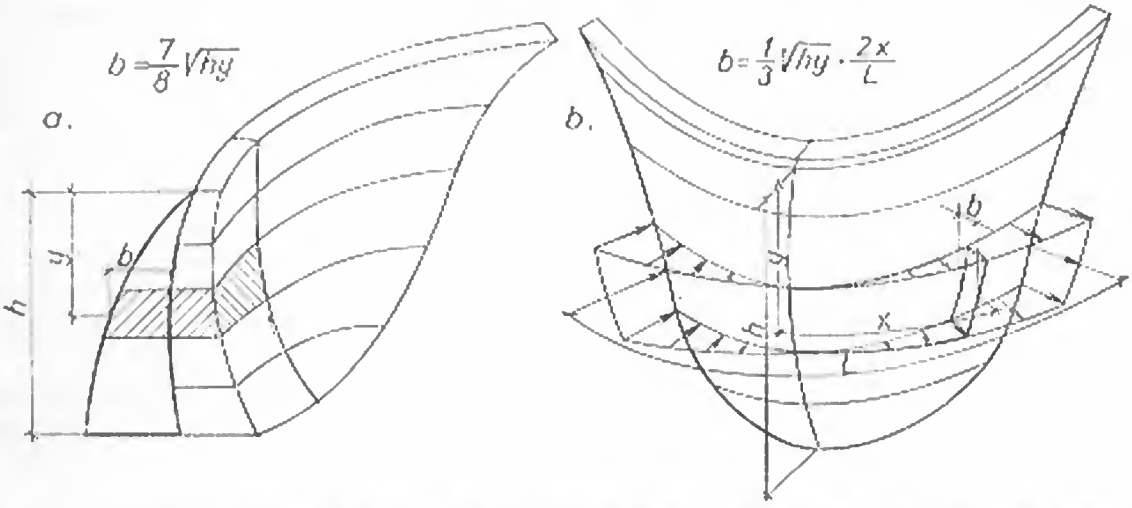


Fig. 8-67. Masa de apă adițională care se deplasează odată cu barajul, conform prescripțiilor americane:
a — în modul de vibrație simetric; *b* — în modul de vibrație antisimetric.

După determinarea eforturilor seismice în fiecare mod propriu, eforturile totale se determină cu o formulă convențională:

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}, \tag{76}$$

unde:

σ_t — eforturi totale;
σ_1, σ_2 — eforturi calculate în modul simetric și antisimetric.

39. Prescripții antiseismice în Spania

Aceste prescripții au fost definitivate în anul 1967 și deci figurează printre cele mai recente [6]. Ele nu impun nici un procedeu de calcul, dar indică în fiecare caz metodele de calcul valabile, lăsînd libertate proiectantului de a alege. Structurile nu sînt limitate ca înălțime, dimensiuni, forme, dar în funcție de zona unde se situează se recomandă studii mai aprofundate și eventual încercări de laborator.

Coeficientul de intensitate seismică totală, care prin înmulțirea cu masa structurii dă forța de inerție care solicită lucrarea, se obține prin combinarea a cinci coeficienți: coeficientul seismic al zonei (se dau curbe de frecvențe probabile de la 50...500 ani pentru cutremure de diverse grade MM), coeficientul de teren (terenurile sînt clasate în cinci grupe caracteristice, funcție de viteza de propagare a undelor de compresiune), coeficientul de fundație (se consideră șase tipuri de fundație), coeficienții de amortizare și de răspuns. Formule și tabele permit a se ține seama de fiecare din coeficienții de mai sus, astfel că determinarea coeficientului de intensitate seismică totală se face după criterii mai complexe și mai raționale. El diferă cu tipul lucrării, cu consecințele sociale și economice ale unei eventuale distrugeri sau avarii a barajului, ținînd seama de natura terenului, geologia zonei etc. În general, pe teritoriul Spaniei este dificil de găsit o zonă cu accelerație seismică de calcul superioară lui 0,1 *g*, care este folosită cel mai frecvent.

Presiunea hidrodinamică se poate calcula cu formulele lui *Westergaard*, iar valurile care se produc în lac cu formula *Sato*. Coeficienții de frecare și de coeziune ai materialelor din baraj sau fundație pot fi considerați identici cu cei din calculele statice, dar proiectantul poate utiliza coeficienții deduși prin încercări dinamice. Rezistența materialelor poate fi majorată cu 20%. Coeficientul de siguranță la alunecare pentru barajele de pământ și anrocamente poate fi micșorat cu 10%.

La barajele de greutate, arcuite, cu contraforți și cu bolți multiple, cu înălțime deasupra fundației mai mare de 60 m, construite în zone cu activitate seismică ridicată, calculul și încercările dinamice sînt obligatorii. Aceleași studii vor fi făcute pentru toate tipurile de baraje ale căror perioade proprii sînt apropiate de perioadele predominante ale cutremurelor din zonă.

Pentru barajele arcuite cu $H \geq 100$ m, situate în zone cu activitate seismică ridicată, este obligatoriu a se studia microseismele care se produc la prima umplere a lacului și a se determina situația faliilor sau fracturilor care ar putea fi active.

Pentru barajele de pământ executate în zone cu activitate seismică moderată și intensă, este obligatorie o compactare de calitate superioară a materialelor. Se interzice folosirea ecranelor de etanșare rigide la aceste baraje și se recomandă nuclee plastice, de dimensiuni mai importante ca în zonele neseismice. Se recomandă încercări dinamice pentru barajele de pământ neomogene cu $H \geq 60$ m și pentru barajele de pământ omogene cu $H \geq 100$ m.

Pentru barajele de anrocamente, normele spaniole interzic folosirea diafragmelor de etanșare rigide.

40. Prescripții antiseismice în U.R.S.S.

În anul 1968 a fost elaborat un proiect nou de norme pentru construcții executate în zone seismice, care înlocuiește vechile norme elaborate în anul 1962 [36], care recomandau pentru calculul antiseismic al construcțiilor hidrotehnice aplicarea metodei statice. În normele din anul 1968 se introduc procedee de calcul dinamic, arătîndu-se că vechile norme subevaluau efectele cutremurelor asupra barajelor.

În figura 8-68 se prezintă comparativ, după diverse metode de calcul, variația accelerației seismice pe înălțimea unui baraj de beton. Se remarcă accelerația mărită

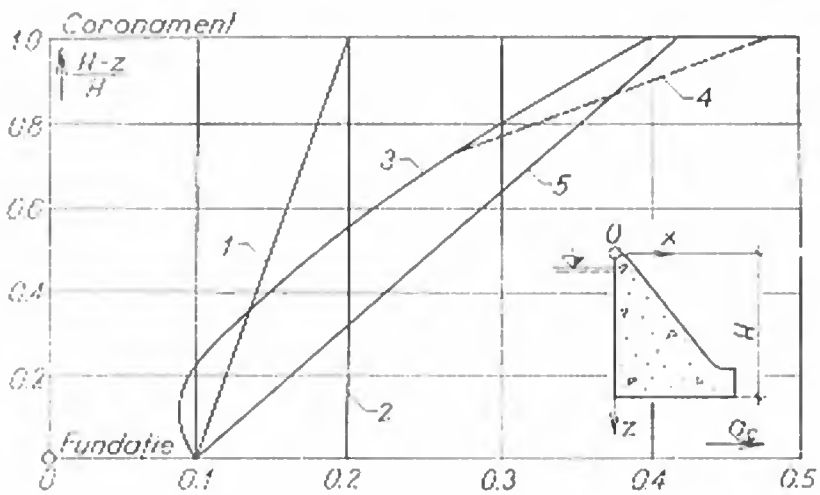


Fig. 8-68. Variația coeficientului de intensitate seismică α_c a corpului barajelor de beton după diverse prescripții:

1 — prescripții sovietice vechi; *2* — norme japoneze; *3* — prescripții sovietice noi, considerînd numai primul mod propriu de vibrație; *4* — idem, considerînd primele cinci moduri proprii de vibrație; *5* — după Napetvaridze.

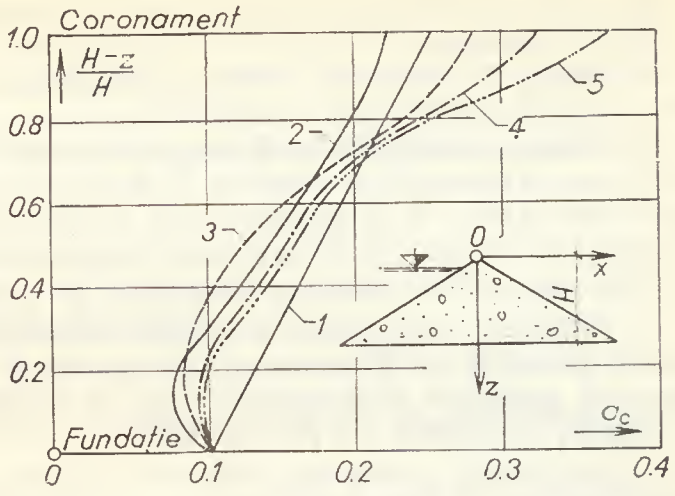


Fig. 8-69. Variația coeficientului de intensitate seismică a_c a corpului barajelor din materiale locale după diverse prescripții:

1 — prescripții sovietice vechi; *2* — prescripții sovietice noi, considerînd numai primul mod propriu de vibrație; *3* — idem, considerînd primele două moduri; *4* — idem, considerînd primele trei moduri; *5* — idem, considerînd primele patru moduri.

a părții superioare a barajului, calculată după noile norme, ceea ce corespunde și cu rezultatele cercetărilor experimentale și teoretice. O accelerație relativ sporită a părții superioare a barajului conduce la eforturi mărite de alunecare și încovoiere în lucrare.

În figura 8-69 se prezintă comparativ după vechile și noile norme variația accelerației seismice pe înălțimea unui baraj din materiale locale. Se constată că prin vechile norme se supradimensionau profilele. Analiza pe baze dinamice a valorii accelerației corpului barajului din materiale locale permite mărirea înclinării taluzurilor cu circa 1°, ceea ce conduce la o micșorare a volumului de umplutură cu circa 4%. Pentru partea superioară a barajului, unde accelerațiile locale sînt sensibil mai mari, se iau măsuri speciale de asigurare a stabilității: folosirea de materiale cu un unghi mai mare de frecare interioară, folosirea de straturi speciale de protecție etc.

41. Recomandări provizorii ale Comisiei Internaționale a Marilor Baraje (1972)

Comitetul pentru cutremurele de pămînt format pe lîngă Comisia Internațională a Marilor Baraje a elaborat în anul 1972 recomandări provizorii pentru calculul antiseismic al barajelor [37]. Aceste recomandări sînt elaborate pe baza metodelor actuale de proiectare antiseismică din 17 țări, printre care: U.R.S.S., S.U.A., Japonia, Italia, Franța, Iugoslavia, India, Turcia, Portugalia.

Sinteza metodelor de calcul antiseismic folosite la data elaborării recomandărilor, în diverse țări, pe tipuri de baraje, se prezintă astfel:

Baraje de greutate: metoda de calcul clasică (statică) este folosită în toate cazurile; în anumite situații se ține seama de coeficientul de intensitate seismică în direcție verticală.

Baraje arcuite: metoda clasică se aplică în toate cazurile; barajele cu $H > 100$ m se analizează dinamic prin calcule teoretice, încercări pe modele sau pe teren; în unele cazuri se aplică metoda statică, dar pentru un coeficient de intensitate seismică

al corpului barajului dublu față de cel al fundației, ținîndu-se astfel seama de comportarea dinamică.

Baraje din materiale locale: se calculează cu metoda clasică, analiza dinamică folosindu-se pentru cele cu $H > 100$ m.

Alegerea coeficientului de intensitate seismică se face în numeroase țări funcție de zonarea seismică a teritoriului. În mod curent se folosesc coeficienți după orizontală între 0,05 și 0,20, ajungînd pînă la 0,45. În țările neseismice, un coeficient de ordinul 0,10 se adoptă în cazul unor baraje importante. Pentru cutremurele de calcul se folosesc unde sinusoidale, înregistrări de cutremure în zonă sau cutremure tip.

Presiunea suplimentară a apei în timpul cutremurului se consideră simplificat după formulele lui *Westergaard, Zangar* sau *U.S.B.R.* În anumite cazuri, la baraje arcuite, presiunea suplimentară a apei în timpul cutremurului se determină prin încercări pe modele sau prin calcule.

În calculul antiseismic, eforturile dinamice de compresiune admisibile se iau mai mari cu 20...30% decît cele statice. În baraje de greutate se admit eforturi de tensiune de 1...12 kg/cm^2. În majoritatea cazurilor coeficienții de siguranță sînt de 3...4 pentru sarcinile de rupere și pentru tăiere prin alunecare, în cazul barajelor de beton și de 1,2 pentru stabilitatea la alunecare a taluzurilor barajelor din materiale locale.

Se arată că metoda de calcul statică, datorită simplității, este des folosită în numeroase țări, dar pentru baraje de dimensiuni importante sau de forme particulare, aplicarea acestei metode ar putea să nu conducă la o siguranță satisfăcătoare a lucrării. În acest sens este necesar a se trece la aplicarea mai largă a metodelor de calcul dinamice, combinate cu încercări de laborator și pe teren.

Comitetul pentru cutremurele de pămînt face următoarele recomandări:

— obligativitatea calculelor antiseismice la toate barajele, deoarece s-au constatat puternice cutremure de pămînt chiar în zone cu slabă activitate seismică anterioară;

— folosirea metodei statice pentru barajele de mică înălțime; cele importante se verifică după metodele dinamice;

— îmbunătățirea metodelor actuale de calcul în direcția cunoașterii caracteristicilor dinamice ale materialelor din corpul și fundația barajelor, a caracteristicilor undelor seismice, a influenței geologiei și morfologiei amplasamentului.

§ 11. PROBLEME DE SEISMOLOGIE ÎN ROMÂNIA

42. Istoricul cutremurelor din România

Istoria seismică a României menționează numeroase cutremure, unele avînd epicentrul dincolo de hotarele țării noastre. În secolul nostru, dintre cutremurele cu intensitate mai mare se citează: cutremurul din 13 septembrie 1903, cel din anul 1912, care a afectat regiunea Focșani, cele din anii 1929 și 1938, resimțite și în București și cel mai mare, din 10 noiembrie 1940, care a provocat mari pierderi umane

și de bunuri materiale, atingînd o magnitudine $M = 7{,}4$. Teritoriul afectat de efectele distructive ale cutremurelor de pămînt ocupă circa 25% din suprafața țării [38].

Concepția modernă privind apariția cutremurelor consideră că deplasările interne ale scoarței Pămîntului sînt cauza lor. Ele sînt urmarea eforturilor interne generate de mișcările tectonice, datorită noilor poziții de echilibru spre care tinde scoarța Pămîntului [2].

43. Zonarea seismică a teritoriului României

În figura 8-70 se prezintă procesele dinamice recente care se constată pe teritoriul României:

— regiunea de sud-est a arcului carpatic are tendință de ridicare, confirmată de numeroase fenomene geomorfologice;

— regiunea de sud-vest a Carpaților meridionali reprezintă o zonă încă activă, cu tendință de cutare;

— Dobrogea centrală și de nord, împreună cu zona de contact dintre Cîmpia Română și Moldova, situată între Focșani și Galați, are o tendință de scufundare;

— sectorul valah al Platformei epihercinică, platforma rusă și podișul Transilvaniei sînt zone relativ liniștite.

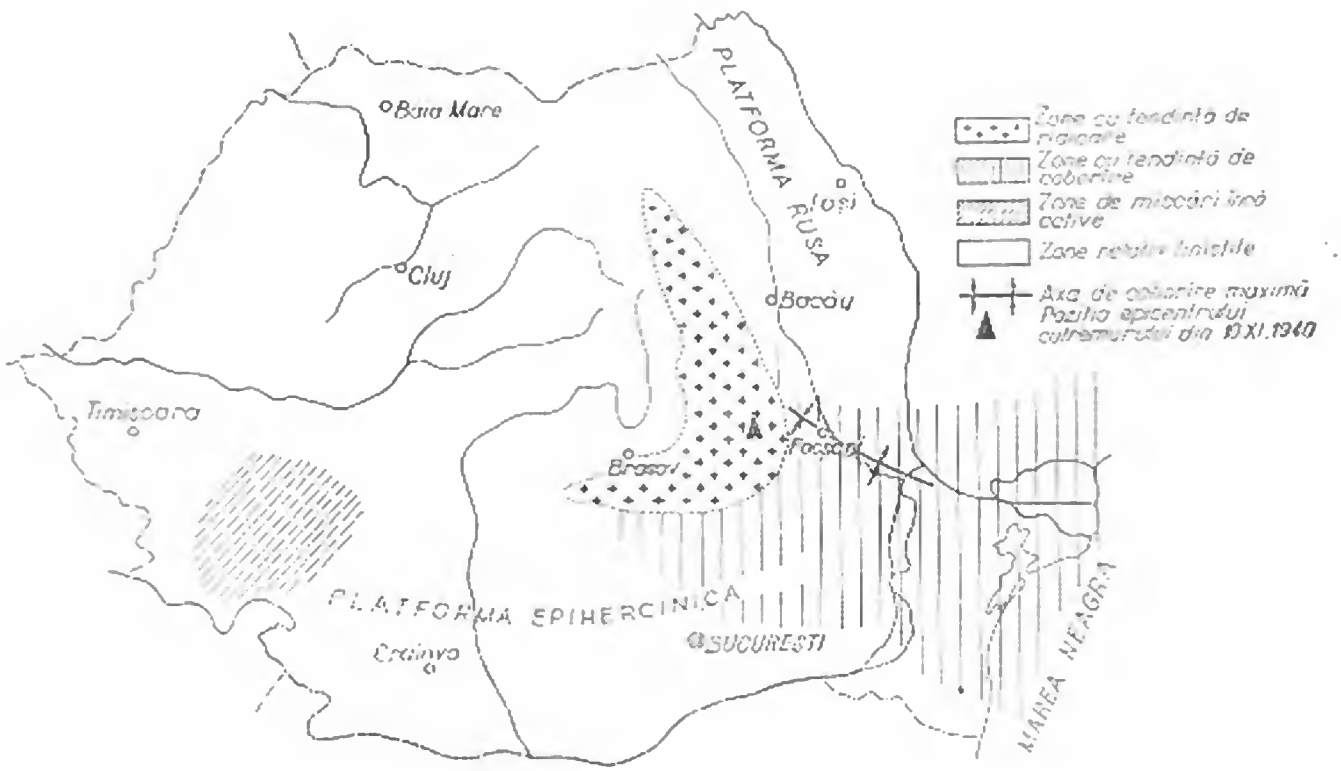


Fig. 8-70. Tendințe actuale de mișcare a scoarței Pămîntului în România.

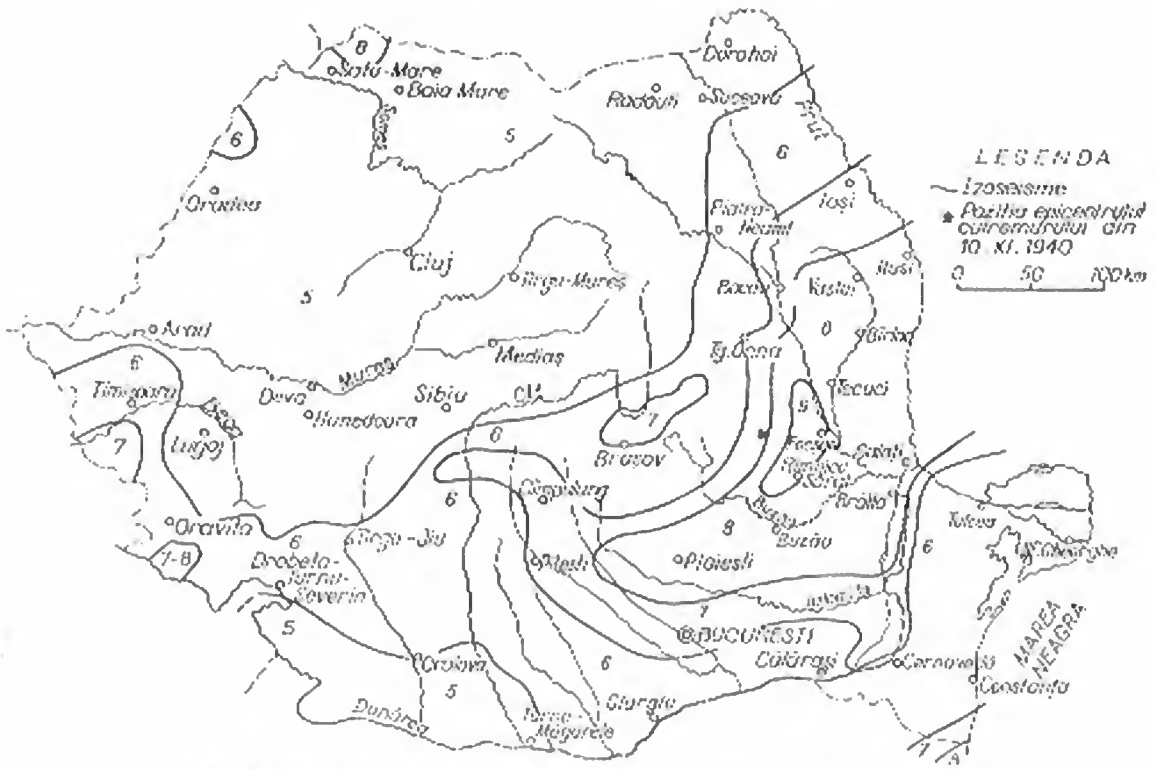


Fig. 8-71. Harta zonării seismice a teritoriului din România.

Din cele prezentate rezultă că regiunea de curbură a arcului carpatic constituie o zonă de contact cu mai multe unități structurale, având tendințe contrare de mișcare pe verticală și în același timp de cutare, cu tendințe de încălecare spre est. Această zonă, prin instabilitatea sa, constituie elementul principal al seismicității teritoriului românesc, depășind efectul unor epicentre de cutremure situate în exteriorul hotarelor României. Se apreciază că în regiunea Vrancei, o mișcare seismică de intensitate mare, cu magnitudinea de 7,5, poate apare odată la 100 ani.

În figura 8-71 se prezintă zonarea seismică a teritoriului românesc după *Ciocîrdel, Cișmigiu* și *Țițaru* [38]. Harta seismică a fost realizată pe baza următoarelor elemente seismice:

— poziția și distanța epicentrului cutremurului în raport cu punctul considerat;

— magnitudinea și energia cutremurelor de pământ;

— alcătuirea geologică a scoarței Pământului;

— atenuarea undelor seismice la roci puternic consolidate (granit, șisturi cristaline) și accelerarea acestor unde în rocile sedimentare care acoperă rocile din prima categorie;

— efectele distructive observate după cutremurul din 10 noiembrie 1940.

De remarcat că în stabilirea gradului de seismicitate pentru proiectarea unei construcții într-o anumită zonă se admit variații de ± 1 grad față de cel stabilit prin macrozonarea seismică (fig. 8-71). Pentru baraje, gradul de seismicitate se majorează de obicei cu 1 grad.

BIBLIOGRAFIE

1. Oberti, G. *Effects of earthquakes on dams* (lectures ISMES). Bergamo, 1968.
2. Beleș, A., Ifrim, M. *Elemente de seismologie inginerească*. București, 1962.
3. Grandori, G. *Theory of earthquake engineering*. Milano, 1970.
4. Tizdel, R. *Despre fenomene seismice cauzate de marile lacuri de acumulare* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 8, 1972.
5. Lane, R. G. T. *Seismic activity at man-made reservoirs*. Proceedings ICE, September, 1971.
6. * * * Neuvième Congrès des Grands Barrages, vol. IV. Istamboul, 1967.
7. Ivanișcev, V. F. *Particularități de calcul al construcțiilor hidrotehnice la acțiuni seismice și alegerea coeficienților seismici* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 3, 1971.
8. Spagnoletti, S. ed altri. *Sul comportamento di un tipo di diga a gravità alleggerita a elementi cavi*. L'Energia Elettrica, 5, 1963.
9. Napetvaridze, S. G. *Stabilitatea seismică a construcțiilor hidrotehnice* (trad. din limba rusă). IDT, București, 1960.
10. Bratu, C. *L'action hydrodynamique sur les barrages construits en régions sèismiques*. Convegno di idraulica e construzioni idrauliche, Cagliari, 1967.
11. Nath, B. *Hydrodynamic pressures on high dams due to vertical earthquake motions*. Proceedings ICE, March, 1969.
12. Kotsubo, S. *Dynamic water pressure on dams during earthquakes*. Proceedings of the second World Conference of Earthquake Engineering, Tokio, 1960.
13. Zienkiewicz, O. C., Nath, B. *Earthquake hydrodynamic pressure on arch dams on electric analogue solution*. Proceedings ICE, June, 1963.
14. Bratu, C. *A general method for determining the hydrodynamic action, due to earthquakes on dams*. Third Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India, 1966.
15. Toma, I. *Îndrumător pentru metoda analitică-experimentală de cercetare a comportării dinamice a barajelor arcuite*. ISPH, București, 1971.
16. Zienkiewicz, O. C., Newton, R. E. *Coupled vibrations of a structure submerged in a compressible fluid*. Symposium International on Finite Element, Stuttgart, May, 1969.
17. Chopra, A. K. *Earthquake behaviour of reservoir dam systems*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, December, 1968.
18. Chopra, A. K. *Earthquake response of concrete gravity dams*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, April, 1970.
19. Tezcan, Semih, S. *Earthquake design formula considering local soil conditions*. Journal of the Structural Division, ASCE, September, 1971.
20. Hatanaka, M. *Study on the earthquake resistant design of gravity type dams*. Proceedings of the II-World Conference on Earthquake Engineering, vol. II, 1960.
21. Tolkacinic, S. V., Natarius, I. I., Leschevici, G. A. *Cercetări privind influența fundației asupra frecvențelor și formelor proprii de vibrație a barajelor* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 11, 1972.
22. Murti, N. G., Mane, P. M., Deuskar, V. R. *Koyna Earthquake remedial measures to cracks in dam*. Dixième Congrès des Grands Barrages, Montreal, 1970.
23. Divisió[illegible]m. Z. L., Pedro, Z. O. *Seismic study of arch dams*. Journal of the Structural April, 1965.
24. * * * *Proiectarea* [illegible] *construcția marilor baraje* (în limba rusă). Moscova, 1972.
25. Tahbildar, V. C., [illegible] the Structural Division, ASC[illegible]a m, H. *Earthquake response of arch dams*. Journal of [illegible]mber, 1970.
26. Popovici, A. *Stadiul actual al calcu*[illegible] doctorat, ICB, 1973. [illegible]*tiseismic al barajelor de beton*. Referat de

27. Lauletta, E. *Dynamic features of a recent italian arch dams.* Publicazioni dell'ISMES nr. 24, Octobre, 1964.

28. Gordienko, I. P., Sablinskii, E. G. *Cercetări seismice la un baraj înalt cu contraforți masivi* (în limba rusă). Construcții și Arhitectură, nr. 12, 1967.

29. Zienkiewicz, O. C., Anderson, G., Irons, B. *Buttress dam analysis for earthquake loads.* Water Power, September, 1967.

30. Sinițin, A. P. *Deformațiile profilului unui baraj înalt de anrocamente la acțiunea seismică.* (în limba rusă) Al VII-lea Congres Internațional de Mecanica Pămînturilor și Fundații, Moscova, 1969.

31. Chopra, A. K., Perumalswami, P. R. *Dynamics of earth dams with foundation interaction.* Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings ASCE, April, 1971.

32. Rozanov, N. P. *Baraje cu contraforți* (în limba rusă). Moscova, 1949.

33. Tolkacev, L. A., Tokari, M. I. *Cercetări seismice la barajele din Japonia* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 10, 1969.

34. Gordienko, P. L., Tolkacev, L. A. *Mari baraje în condiții de importantă activitate seismică și alte condiții nefavorabile* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 3, 1969.

35. Ghinzburg, M. B. *Asupra tipurilor de baraje înalte aplicate în zone cu activitate seismică ridicată* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 8, 1967.

36. Natarius, I. I. *Despre proiectul SNIP-IIA „Construcții în raioane seismice"* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 8, 1969.

37. I. C. O. L. D. *Guide and recommandations on earthquake resistant design of dams* (tentative), February, 1972.

38. Ciocîrdel, R., Cișmigiu, Al., Țițaru, Em. *La sismogenèse du territoire de la Roumanie.* Reports, VII Congress Carpatho-Balkan Geological Asociation, Soña, 1965.

CAPITOLUL 9

DESCĂRCĂTORI HIDRAULICI

§ 1. DETERMINAREA DEBITELOR MAXIME

1. Formarea debitelor maxime

După proveniența lor, debitele maxime care pot apare într-o secțiune dată a unui curs de apă se clasifică în:

— debite mari de primăvară, provenite din topirea zăpezilor;
— debite de viituri, provenite din ploi torențiale sau îndelungate;
— debite mari, provenite din ploi torențiale căzute în perioada topirii zăpezilor.

Debitele provenite din ploi torențiale depășesc în general pe cele provenite din topirea zăpezilor, mai ales în cazul bazinelor cu suprafețe reduse, în care cad precipitații cu intensitate mare. La bazine foarte mari se întîlnește situația inversă, apele mari de primăvară atingînd valori ridicate din cauza apariției unor temperaturi pozitive, aproape simultan în întreg bazinul. Suprafața limită a unui bazin, la care debitele maxime de primăvară sînt aproximativ egale cu cele din ploi torențiale, depinde de latitudine, fiind mai mică spre nord și mai mare spre sud. În țara noastră cele mai ridicate valori le au debitele maxime din ploi torențiale, cu excepția debitelor Dunării.

În figura 9-1, *a* este prezentată o undă de viitură înregistrată în anul 1950 pe riul Argeș, la stațiunea Tunel, iar în figura 9-1, *b* o undă de viitură înregistrată în

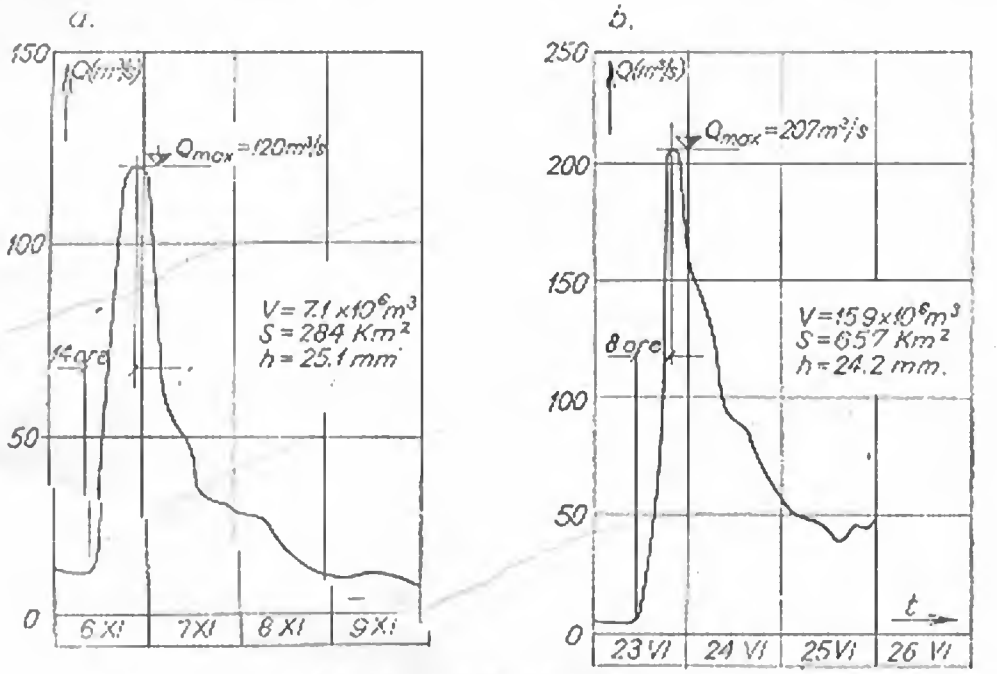


Fig. 9-1. Unde de
a — pe riul Argeș, stațiunea Tunel (1950); *b* — pe riul Moldova, stațiunea Prisaca Dornei (1955).

anul 1955 pe rîul Moldova, la staţiunea Prisaca Dornei. Se remarcă creşterea rapidă a debitelor pînă la valoarea maximă şi apoi descreşterea, care se desfăşoară pe intervale de timp mult mai mari. Durata totală a fenomenului în aceste cazuri este de ordinul a 70...80 ore.

Acţiunea combinată a topirii zăpezilor însoţită de ploi intense este un caz mai rar întîlnit, însă reprezintă situaţia cea mai periculoasă pentru o lucrare hidrotehnică. Un exemplu, care reprezintă cazul cel mai defavorabil cunoscut, îl constituie debitele maxime din S.U.A. din anii 1936—1938, cînd precipitaţii excepţional de mari, căzute pe un sol îngheţat şi deci impermeabil, s-au scurs simultan cu apele rezultate din topirea zăpezilor (în total peste 300 mm în cîteva zile).

Factorii care influenţează formarea debitelor maxime sînt numeroşi şi pot fi grupaţi după cum urmează:

Factori geografici: latitudinea, altitudinea, relieful bazinului, orientarea sa generală precum şi orientarea cursului de apă etc.

Factori fizici: mărimea şi forma bazinului de recepţie, pantele versanţilor şi ale rîului, capacitatea de acumulare a apei în albie, dezvoltarea reţelei hidrografice etc.

Factori climatici: precipitaţiile maxime, mărimea, durata şi distribuţia lor în bazin, variaţia temperaturii aerului în timpul anului, posibilitatea acţiunii combinate a ploilor şi zăpezii etc.

Factori geobotanici: natura geologică a rocilor din bazin, infiltraţiile în pînzele subterane, vegetaţia etc.

2. Debite de calcul

La orice baraj de reţinere sau de derivaţie, dispozitivele şi instalaţiile de deseărcare trebuie să asigure evacuarea apelor mari care apar la viituri, furnizarea debitelor de servitute în aval, precum şi golirea lacurilor respective.

Standardele în vigoare (STAS 4068-62) cuprind recomandări necesare pentru stabilirea debitelor maxime care se formează pe cursurile de apă, în condiţii naturale. Valorile acestor debite teoretice, de diverse asigurări, sînt convenţionale. Asigurarea de calcul ($p\%$) atribuită unui anumit debit maxim exprimă probabilitatea depăşirii acestui debit, într-un anumit interval de timp. La calculul debitelor maxime se ţine seama de efectul construcţiilor hidrotehnice existente sau în curs de execuţie în bazinul rîului, în amonte de secţiunea studiată.

Asigurarea debitelor maxime, a căror evacuare trebuie să fie asigurată în condiţii de exploatare normală şi în condiţii speciale, se stabileşte ţinînd seama de prevederile STAS 4273-61, referitoare la clasificarea construcţiilor hidrotehnice (tabelul 9-1).

TABELUL 9-1

Clasa construcţiei	Condiţii normale de exploatare	Condiţii speciale de exploatare
I	0,1	0,01
II	1	0,1
III	2	0,5
IV	5	1
V	10	3

Dimensionarea unei construcţii se face în funcţie de condiţiile normale de exploatare, ţinîndu-se în considerare un debit maxim cu asigurarea corespunzătoare.

Verificarea construcției se face în ipoteza condițiilor speciale de exploatare, admițîndu-se spre exemplu: depășirea nivelurilor de exploatare normală, reducerea coeficienților de siguranță, perturbarea condițiilor de exploatare la unele obiecte secundare, fără însă ca obiectele principale ale amenajării să sufere.

Metodele de calcul pentru determinarea debitelor maxime se aleg de la caz la caz, în funcție de lungimea perioadelor de observații și măsurători și de siguranța datelor hidrometrice avute la dispoziție [1], [2]. Debitele maxime se pot determina prin două categorii de metode:

— *metode directe*, atunci cînd materialul hidrometric este suficient, sau poate fi completat;

— *metode indirecte*, atunci cînd materialul hidrometric este insuficient, sau lipsește.

3. Metoda statistică

După recomandările în vigoare, calculul debitelor maxime cu diferite asigurări se face pe baza curbelor de asigurare [1]. Aceste curbe statistice se determină cu ajutorul datelor obținute din observațiile hidrometrice, care trebuie să cuprindă un șir de debite maxime anuale pe o perioadă de minimum 20 ani. În cazul în care în secțiunea respectivă a rîului nu se dispune de date pentru o perioadă atît de lungă, se admite extinderea șirului direct de date cu niveluri sau debite înregistrate într-o altă secțiune, analoagă din punct de vedere hidrologic.

Curbele de asigurare utilizate frecvent sînt curbele *Pearson* de tip III (cu trei parametri). Cei trei parametri necesari pentru construirea curbelor de asigurare se determină cu ajutorul următoarelor formule:

— media aritmetică a unui șir de (n) debite maxime anuale Q_{max} (i):

$$\bar{Q}_{max} = \sum_{i=1}^{i=n} {}_i\, Q_{max}(i)/n; \tag{1}$$

— coeficientul de variație al unui șir de debite maxime:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} {}_i\,(K_i - 1)^2}{n - 1}}, \tag{2}$$

în care coeficientul de modul $K_i = Q_{max}(i)/\bar{Q}_{max}$;

— coeficientul de asimetrie $C_s = 2C_v$ pentru debite maxime provenite din topirea zăpezilor, sau $C_s = 4C_v$ pentru debite maxime provenite din ploi.

Valorile debitelor maxime teoretice cu diverse asigurări se calculează cu formula:

$$Q_{max}(p) = K_p \bar{Q}_{max} = (\Phi C_v + 1)\, \bar{Q}_{max}, \tag{3}$$

unde coeficienții de modul K_p, care depind de C_v și C_s, pot fi luați din tabele [1]. Pentru exemplificare, în tabelele 9-2 și 9-3 se indică modul de construcție a curbelor de asigurare pentru debitele rîului Lotru în secțiunea Voineasa, iar în figura 9-2 este reprezentată curba de asigurare.

TABELUL 9·2

Nr. crt.	Data	Q_{max} (m^3/s)	Q_{max} ordonat (m^3/s)	m	$K = \frac{Q_{max}}{\bar{Q}_{max}}$	$K - 1$	$(K-1)^2$	Asigurarea empirică $P = \frac{100\,m}{n+1}$
1	9.XI.1949	37,5	250,0	1	3,82	2,82	7,95	5,89
2	6.XI.1950	77,5	128,0	2	1,96	0,96	0,92	11,8
3	10.V.1951	50,2	96,0	3	1,47	0,47	0,22	17,7
4	2.IV.1952	29,6	77,5	4	1,19	0,19	0,04	23,5
5	1.VI.1953	128,0	65,2	5	1,00	0,00	0,00	29,4
6	14.VI.1954	96,0	55,3	6	0,85	—0,15	0,02	35,3
7	12.V.1955	36,2	50,2	7	0,77	—0,23	0,05	41,2
8	12.V.1956	37,6	49,0	8	0,75	—0,25	0,06	47,0
9	19.V.1957	34,0	42,7	9	0,65	—0,35	0,12	53,0
10	12.V.1958	49,0	37,6	10	0,57	—0,43	0,18	58,8
11	23.V.1959	25,7	37,5	11	0,57	—0,43	0,18	64,7
12	24.VII.1960	65,2	36,2	12	0,56	—0,44	0,19	70,6
13	7.XI.1961	42,7	34,0	13	0,52	—0,48	0,23	76,5
14	27.VI.1962	55,3	31,3	14	0,47	—0,53	0,28	82,3
15	6.V.1963	31,3	29,6	15	0,45	—0,55	0,30	88,2
16	21.X.1964	250,0	25,7	16	0,39	—0,61	0,37	94,11
	Suma	1 045,8	n = 16				11,11	

$$\bar{Q}_{max} = 65{,}4 \text{ m}^3/\text{s}; \quad C_v = \sqrt{\frac{\Sigma(K-1)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{11{,}11}{16-1}} = 0{,}86; \quad C_s = 3{,}0.$$

TABELUL 9-3

Nr. crt.	Asigurarea %	Asigurarea ani	Φ	ΦC_v	$\Phi C_v + 1$	Q_{max} (m^3/s)
1	0,1	1 000	7,25	6,24	7,24	474
2	0,5	200	5,00	4,30	5,30	346
3	1	100	4,02	3,46	4,46	292
4	2	50	3,20	2,75	3,75	245
5	3	33	2,63	2,26	3,26	213
6	5	20	2,02	1,74	2,74	179
7	10	10	1,18	1,01	2,01	131
8	20		0,42	0,36	1,36	89,0
9	30		0,03	0,03	1,03	67,4
10	50		—0,40	—0,34	0,66	43,1
11	70		—0,57	—0,49	0,51	33,3
12	80		—0,62	—0,53	0,47	30,8
13	90		—0,65	—0,56	0,44	28,8
14	95		—0,66	—0,57	0,43	28,1
15	99		—0,67	—0,58	0,42	27,5

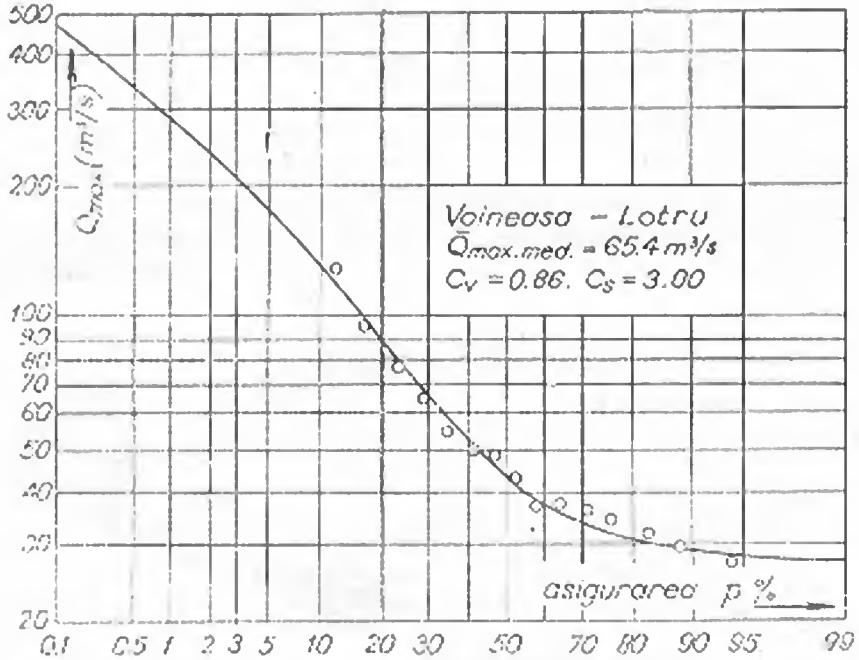


Fig. 9-2. Curba de asigurare a debitelor maxime anuale, înregistrate pe rîul Lotru în staţiunea Voineasa.

În cazul în care măsurătorile nu furnizează debitele maxime instantanee ci mediile zilnice, valorile obținute se înmulțesc cu un coeficient de corecție

$$c = 1 + 1{,}5S^{-0{,}33}, \tag{4}$$

în care S reprezintă suprafața bazinului de recepție în km². De exemplu, pentru un bazin cu $S = 100$ km² rezultă $c = 1{,}32$, pentru $S = 1\,000$ km² rezultă $c = 1{,}15$, iar pentru suprafețe mari corecția devine neglijabilă.

4. Metoda hidrografurilor unitare

Analiza viiturilor izolate și a factorilor lor genetici a condus la metoda de calcul a debitelor maxime cu ajutorul hidrografurilor unitare [3]. Această metodă are avantajul că dă variația debitelor maxime în timp, adică hidrograful viiturii, necesar în unele calcule hidrologice. Hidrograful unitar este unda produsă într-o secțiune a unui rîu de un exces de precipitații de 1 mm, căzut în bazin într-un anumit timp (de exemplu, hidrograf unitar de 6 ore).

Metoda hidrografurilor unitare se bazează pe următoarele ipoteze:

Ipoteza proporționalității: ordonatele diferitelor hidrografuri de viitură sînt proporționale cu înălțimile de precipitații în exces din care provin. Precipitațiile în exces sînt cele scurse integral în rîu, după completarea debitului de bază și a infiltrațiilor în bazin.

Ipoteza aditivității: hidrografurile produse de diferite ploi consecutive dau un hidrograf compus, care are ca ordonate suma ordonatelor hidrografurilor simple.

Fazele de calcul ale unui hidrograf unitar pe baza înregistrării unor viituri izolate sînt următoarele: se transformă nivelurile maxime (fig. 9-3, *a*), cu ajutorul cheii limnimetrice extrapolate (fig. 9-3, *b*), în debite și se desenează curba de viitură $Q = f(t)$, ca în figura 9-3, *c*. Se trasează linia debitului de bază, pentru a se separa unda provenită din excesul de precipitații. Se determină suprafața acestei unde care dă volumul propriu-zis al viiturii. Acest volum, repartizat pe suprafața bazinului de recepție, conduce la valoarea excesului de precipitații. Prin împărțirea ordonatelor undei la exces (în mm) se obțin ordonatele hidrografului unitar.

Analiza factorilor genetici se face studiind precipitațiile căzute, pe o hartă a bazinului de recepție. Se trasează izohietele ploii care a generat viitura și se deter-

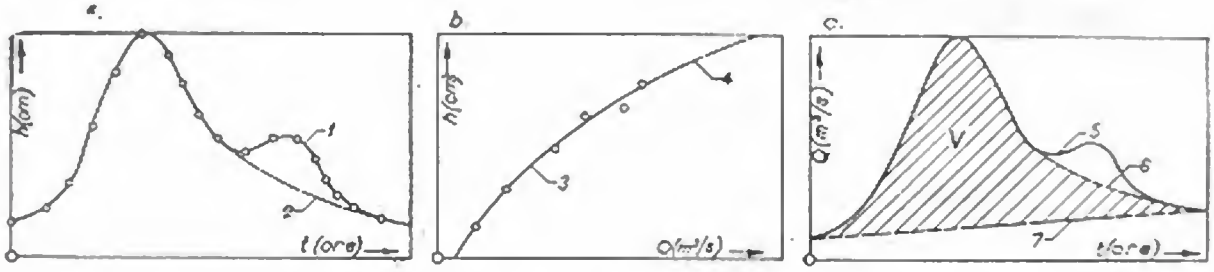


Fig. 9-3. Determinarea hidrografului unitar:

a — niveluri înregistrate; *b* — cheia limnimetrică; *c* — aspectul undei de viitură; *1* — valori măsurate; *2* — linia corectată; *3* — cheia postului hidrometric; *4* — porțiune extrapolată; *5* — hidrograf rezultat; *6* — hidrograf corectat; *7* — scurgere de bază.

mină precipitația medie căzută în bazin. Din compararea acestei precipitații cu excesul calculat rezultă cantitatea de apă necesară completării scurgerii superficiale (debitul de bază) și scurgerii subterane (debitul infiltrat). Durata ploii poate fi apreciată pe baza hietografelor (curbelor de regim ale precipitațiilor) înregistrate orar la stațiunile pluviometrice.

Odată stabilit hidrograful unitar, se cercetează ploile torențiale cele mai mari și cu distribuția cea mai defavorabilă pentru bazinul studiat. Multiplicarea ordonatelor hidrografului unitar cu excesul maxim de precipitații din bazin conduce la construirea undei de viitură maxime.

Metoda hidrografurilor unitare prezintă unele lipsuri: hidrografurile unitare din ploi mijlocii se deosebesc de cele din ploi intense; durata ploii în exces este greu de stabilit cu precizie; ploaia de calcul nu este bine precizată, mai ales în ceea ce privește distribuția etc. Din această cauză utilizarea hidrografurilor unitare pentru calculul debitelor maxime trebuie considerată ca o metodă de verificare a rezultatelor obținute cu alte procedee și nu ca o metodă de bază.

5. Metoda I.S.C.H.

Cînd metoda statistică sau metoda hidrografurilor unitare nu sînt aplicabile, fie din cauza unor măsurători prea reduse ca număr, fie din lipsa completă de date hidrometrice, debitele maxime se evaluează cu ajutorul unor corelații sau formule aproximative. Acestea sînt deduse ținînd seama de legăturile constatate între viituri și factorii orohidrografici și climatologici care caracterizează bazinele respective. Rezultatele obținute pe această cale trebuie verificate prin reconstituirea debitelor maxime istorice de pe teren și, pentru acoperire, corectate cu un spor de ordinul a 20%.

Metoda indirectă elaborată de către Institutul de Studii și Cercetări Hidrotehnice [4] se bazează pe relații de corelare între debitul maxim specific q_{max}, în l/s · km² și altitudinea medie a bazinului de recepție H_m, în m, suprafața bazinului S, în km² și asigurarea p:

$$q_{max} = f\left(\frac{H_m}{\sqrt{S}}, p\right). \tag{5}$$

Teritoriul țării a fost împărțit în mai multe zone, fiecare avînd caracteristici oarecum similare din punctul de vedere al debitelor maxime. Pentru fiecare zonă se admite o asemenea relație de generalizare. O diagramă referitoare la regiunea superioară a bazinelor Argeș și Ialomița este redată în figura 9-4.

Trecerea de la debitul maxim specific q_{max} la debitul maxim Q_{max} se face după relația:

$$Q_{max} = q_{max}S. \tag{6}$$

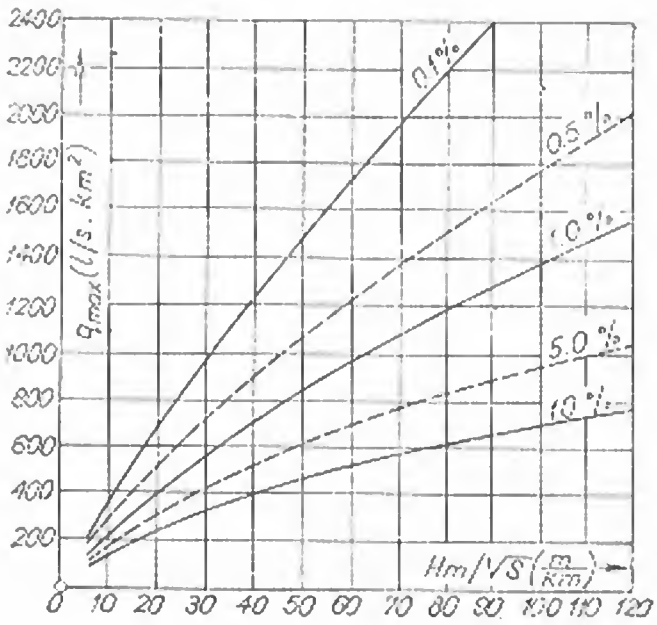


Fig. 9-4. Corelația debit specific — caracteristica bazinului, în funcție de asigurare, pentru bazinele rîurilor Argeș și Ialomița.

6. Un procedeu aproximativ

Trecînd peste numeroasele formule existente în literatură, a căror aplicabilitate în țara noastră nu a fost sistematic verificată, se menționează formula propusă de *M. Constantinescu* și *M. Goldstein* [1], pe baza debitelor maxime studiate pe mai multe rîuri românești:

$$Q_p = M_p S^{0.86} (L\,D)^{-0.33}, \tag{7}$$

în care:

Q_p — debitul maxim cu asigurarea p%;
S — suprafața bazinului de recepție, în km²;
L — lungimea cursului de apă de la izvor la punctul studiat, în km;
D — lungimea cursului de apă de la proiecția normală a centrului de greutate al bazinului pe cursul de apă, pînă la punctul studiat, în km;
M_p — parametru în funcție de asigurare, relief și regiune, conform tabelului 9-4.

TABELUL 9-4

Regiunea	Munte			Deal			Șes		
	10%	1%	0,1%	10%	1%	0,1%	10%	1%	0,1%
Sud	15	30	44	12	23	34	8	16	24
Est	13	24	36	10	19	29	7	14	22
Nord-Vest	11	22	32	8	16	25	5	10	18

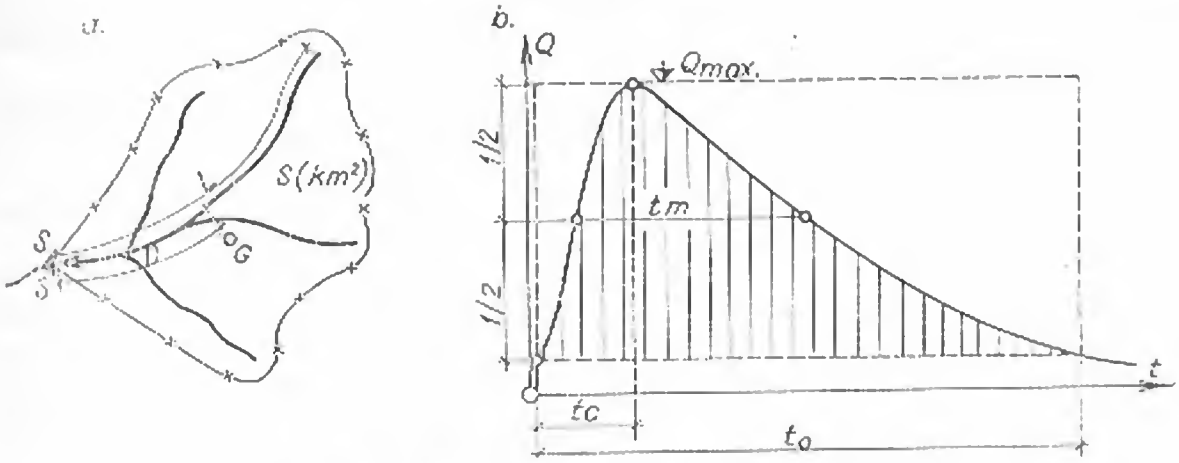


Fig. 9-5. Determinarea hidrografului viiturii:
a — schema bazinului de recepție; *b* — proporțiile hidrografului.

De cele mai multe ori valoarea debitelor maxime cu diferite asigurări nu este suficientă pentru rezolvarea problemelor hidrotehnice puse de apariția apelor mari și este necesară cunoașterea formei undelor de viitură. În lipsa observațiilor directe, autorii formulei (7) propun următoarele relații pentru definirea undelor de viitură (fig. 9-5):

$$t_m = 1{,}5(L\,D)^{0{,}33} \tag{8}$$

$$t_0 = \frac{2}{\alpha}(L\,D)^{0{,}33} \tag{9}$$

$$\alpha = 0{,}1 \lg S \tag{10}$$

$$t_c = 30 \lg \frac{L}{(10i)^{0{,}50}} \tag{11}$$

în care:

t_m — lățimea medie a hidrografului, în ore;
t_0 — durata totală a hidrografului, în ore;
t_c — timpul de creștere a debitului, în ore;
α — raportul între suprafața hidrografului și dreptunghiul circumscris;
i — panta medie a râului, în %.

Autorii susțin valabilitatea acestor formule pentru bazine cu suprafața cuprinsă între 100 și 30 000 km².

§ 2. ALEGEREA DEBITELOR DE CALCUL

7. Condiții de dimensionare a descărcătorilor

La dimensionarea descărcătorilor de ape mari ai barajelor trebuie să se aibă în vedere următoarele criterii [5]:

— asigurarea evacuării debitelor maxime din amplasament fără să se pericliteze stabilitatea barajului și funcționalitatea obiectivelor deservite de acesta;

— ameliorarea regimului apelor mari în aval, sau cel puțin menținerea situației dinainte de realizarea lucrării.

În cazul barajelor care au ca obiectiv apărarea de inundații a unor centre populate sau a unor bunuri economice, dimensionarea se face în vederea obținerii unui anumit efect de atenuare a viiturilor.

Capacitatea descărcătorilor trebuie să fie cu atît mai mare cu cît eventualele daune ce s-ar produce la baraj, la obiectivele deservite de acesta și în zona aval, ca urmare a depășirii capacității de evacuare, sînt mai mari. Cînd există obiective importante în amonte de baraj, care impun limitarea superioară a nivelului maxim, se adoptă descărcători adecvați. După condițiile date, fie se lungește frontul deversorului pentru a se micșora lama, fie se prevăd stavile pe deversor, coborînd cota acestuia. Prin utilizarea stavilelor se reduce totodată intervalul de variație al nivelului apei în lac.

Dimensionarea golirilor de fund este condiționată de necesitatea de reglare a nivelului apei din lac în perioada primei umpleri, sau de coborîre rapidă a nivelului în cazul unor anomalii în comportarea barajului. Cînd debitul rezultat este deosebit de mare, se recurge la prevederea unor descărcători intermediari.

La dimensionarea descărcătorilor prevăzuți cu stavile și a golirilor, se consideră că o anumită cotă din capacitatea totală de evacuare nu este asigurată la apariția viiturii, datorită unor impedimente la manevrarea lor. Se menționează însă că dacă în exploatare, la ape mari, se deschid toți evacuatorii, se poate produce în aval o viitură artificială mai mare decît aceea din regim natural. Se cere de aceea ca la stabilirea debitelor de calcul pentru diversele tipuri de evacuatori să se examineze și condițiile de formare a apelor mari în aval. Analiza trebuie făcută obligatorin pentru golirile ce evacuează o parte importantă din debitul total. Este recomandabil ca descărcătorii de suprafață prevăzuți cu stavile să aibă stavilele manevrate comandat și nu cu deschidere automată, pentru a permite eșalonarea funcționării. În toate cazurile se întocmesc instrucțiuni de exploatare și se iau măsuri pentru o avertizare eficientă în zona respectivă.

8. Determinarea riscului de depășire a capacității de descărcare

Asigurarea P, care servește ca bază pentru stabilirea debitului maxim de dimensionare, reprezintă probabilitatea ca într-un an oarecare să apară un debit egal sau mai mare decît debitul maxim respectiv. Perioada de repetare T — inversul asigurării — trebuie considerată ca o mărime medie, fără a implica o anumită regularitate succesivă în producerea acestui fenomen. Pentru a avea o imagine completă privind siguranța oferită de descărcători, se determină probabilitatea de apariție a unui debit mai mare decît capacitatea de evacuare proiectată Q_p, pe întreaga perioadă de existență a barajului.

Dacă P este asigurarea de depășire a debitului Q_p, asigurarea de nedepășire (probabilitatea ca într-un an oarecare să apară numai debite mai mici ca acesta) se poate exprima sub forma:

$$\dot{P} = (1 - P) = \left(1 - \frac{1}{T}\right). \tag{12}$$

Probabilitatea ca debitele să rămînă sub Q_p un timp de (n) ani va fi atunci:

$$\dot{P}_n = (1 - P)^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n. \quad (13)$$

Invers, posibilitatea de realizare sau de depășire a lui Q_p într-o perioadă de (n) ani se determină cu relația:

$$P_n = 1 - \dot{P}_n = 1 - (1 - P)^n =$$

$$= 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n. \quad (14)$$

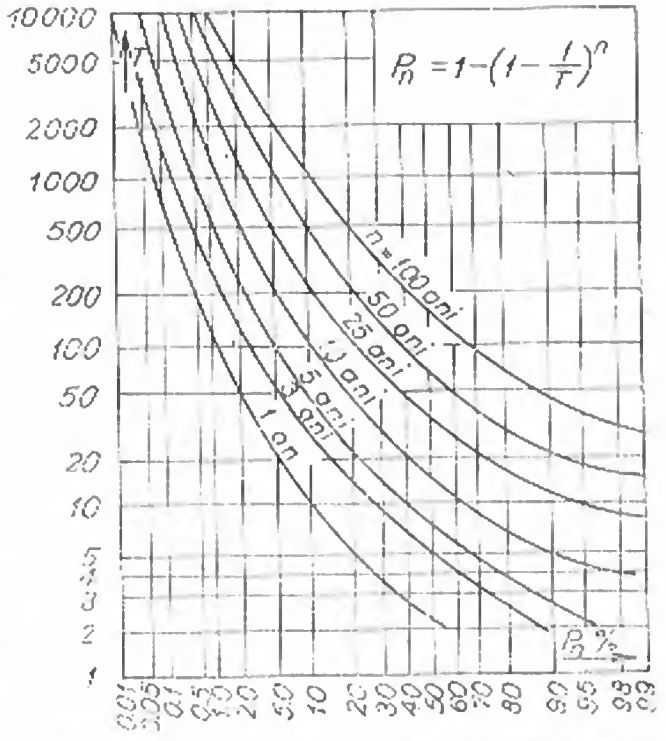


Fig. 9-6. Riscul de depășire a capacității de descărcare în funcție de durata de funcționare.

Valoarea lui P_n exprimă riscul de depășire a capacității descărcătorilor de ape mari, dimensionați corespunzător viiturii naturale cu debitul maxim Q_p. Relațiile de mai sus au o aplicabilitate generală, fiind independente de condițiile concrete ale bazinului hidrografic. Relația dintre P_n, T și numărul de ani (n) este redată grafic în figura 9-6.

Pentru exemplificare se examinează două cazuri:

— probabilitatea de depășire în (n) ani de existență a barajului a capacității descărcătorilor dimensionați la un debit cu asigurarea $P = 0{,}1\%$ ($T = 1\,000$ ani); pentru $n = 50$ ani, $P_{50} = 1 - (1 - 0{,}001)^{50} = 0{,}0483 = 4{,}83\%$; pentru $n = 100$ ani, $P_{100} = 1 - (1 - 0{,}001)^{100} = 0{,}0943 = 9{,}43\%$;

— probabilitatea de depășire, în perioada de execuție a barajului de ($\bar{n}$) ani, a capacității construcțiilor de deviere dimensionate la debitul cu asigurarea de 5% ($T = 20$ ani); pentru $\bar{n} = 3$ ani, $P_3 = 1 - (1 - 0{,}05)^3 = 0{,}14 = 14\%$; pentru $\bar{n} = 5$ ani, $P_5 = 1 - (1 - 0{,}05)^5 = 0{,}23 = 23\%$. Se constată că exprimarea procentuală, deși uzuală, nu este tocmai sugestivă. Ea trebuie interpretată ca numărul de depășiri posibile într-o succesiune de 100 de intervale de n sau $\bar{n}$ ani.

9. Aspecte speciale privind hidrograful de calcul

Hidrograful de calcul folosit la dimensionarea evacuatorilor are ca bază debitul maxim cu o asigurare impusă. Dat fiind că debitul evacuat din lac depinde atît de debitul maxim afluent cît și de volumul viiturii respective, există tendința ca hidrograful de calcul să corespundă asigurării date și în ceea ce privește volumul viiturii.

Cînd în aval de baraj există centre populate care sînt puse în pericol la depășirea capacității de evacuare la baraj, este rațional ca determinarea hidrografului de calcul să se facă pornind de la cele mai defavorabile posibilități de suprapunere a precipitațiilor, temperaturilor, umidității solului și a intensității vîntului. Cînd condițiile naturale fac posibilă apariția unei succesiuni de viituri, trebuie să se ia în considerare posibilitatea de apariție a unei a doua viituri, înainte ca volumul primei viituri să fi fost complet evacuat din lac.

Lacurile de acumulare existente, sau prevăzute a se realiza în bazinul hidrografic în amonte de baraj, pot influența hidrograful viiturii în două moduri diferite (fig. 9-7).

— În condiții normale de funcționare a descărcătorilor la barajele din amonte, acestea realizează o atenuare a viiturilor din dreptul lor, conducînd la situații favorabile. Pentru schema din figura 9-7, *a*, atenuarea undei hidrografului din *E* de la $Q_E(t)$ la $Q'_E(t)$ conduce la o reducere corespunzătoare a hidrografului la barajul studiat *S*, de la $Q_S(t)$ la $Q'_S(t)$ (fig. 9-7, *b*). Modificarea undei hidrografului de pe afluent Q_A (t) poate duce însă la mărirea debitelor de pe cursul principal, prin modificarea modului de însumare a undelor componente [5] (fig. 9-7, *c*).

— În cazul avarierii parțiale sau deteriorării barajului existent din amonte, sau prin manevrarea greșită a stavilelor sau a vanelor evacuatorilor, poate apare o înrăutățire în raport cu regimul natural. Considerarea unui hidrograf de calcul înrăutățit se impune cînd lucrările din amonte sînt dintr-o clasă de importanță inferioară clasei de importanță a barajului studiat. În acest caz, riscul de depășire a capacității evacuatorilor din amonte este mai mare decît cel admis la barajul respectiv. Pentru obținerea hidrografului de calcul modificat, trebuie să se însumeze hidrograful natural de pe porțiunea de bazin *ES* (fig. 9-7, *d*), cuprinsă între barajul din amonte și cel studiat, cu unda artificială $Q_E(t)$ provocată de situația accidentală considerată.

Unda artificială și modul ei de propagare pînă la barajul din aval se studiază prin simulare pe modele matematice sau pe modele fizice.

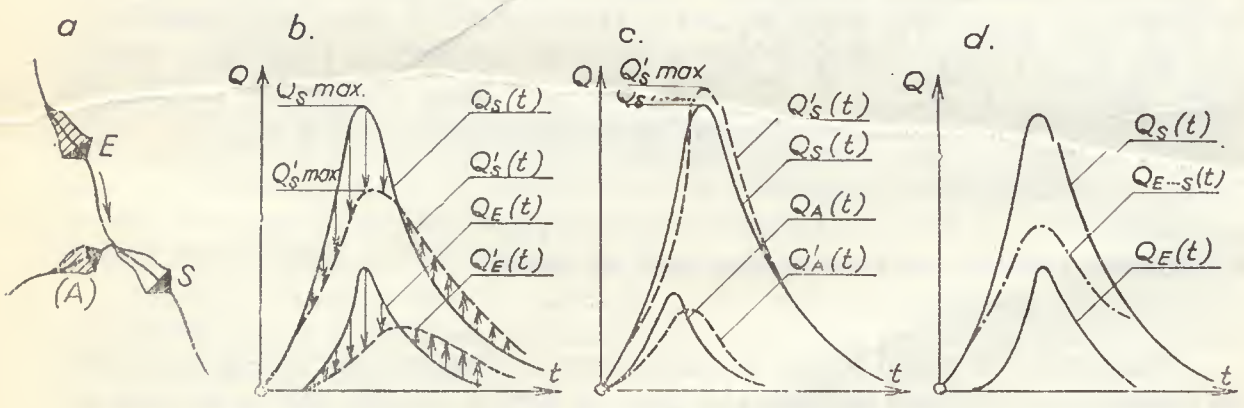


Fig. 9-7. Hidrografuri în secțiunea de control:

a — schema de amenajare; *b* — influența acumulărilor din amonte; *c* — influența amenajării afluenților; *d* — transmiterea hidrografului în secțiunea de control.

10. Condiții de exploatare a descărcătorilor

Dacă apariția viiturii găsește nivelul apei din lac sub creasta deversorului, o parte din volumul ei se înmagazinează în volumul disponibil din lac. Efectul de atenuare a viiturii crește, iar evacuarea apelor se face în condiții mai favorabile decît cele considerate la proiectare. O ameliorare a exploatării se poate obține deci cu ajutorul prognozei afluxului, realizînd în mod deliberat o golire preventivă a unei părți din lac atunci cînd se prevede apariția unei viituri.

Un alt aspect deosebit poate interveni în cursul exploatării. Cînd la proiectare nu se dispune de un volum de date hidrologice suficient de reprezentative, hidrograful de calcul adoptat poate fi inferior celui real cu aceeași asigurare. În asemenea cazuri se recurge la o serie de măsuri suplimentare care ajung pînă la sporirea capacității de evacuare a descărcătorilor. După darea în funcțiune este indicat deci să se reanalizeze periodic noile date hidrologice acumulate și să se reevalueze pe această bază gradul de securitate al evacuatorilor. O măsură preventivă este prevederea, atunci cînd este posibil, a unor descărcători de siguranță.

§ 3. EFECTUL LACURILOR DE ACUMULARE ASUPRA UNDELOR DE VIITURĂ

11. Generalități

Un lac de acumulare artificial, creat prin construcția unui baraj, influențează, prin posibilitățile sale de înmagazinare și prin capacitatea de evacuare a descărcătorilor săi, regimul de curgere al viiturilor. La cererea beneficiarilor, unele lacuri sînt astfel dimensionate încît debitul maxim cu o asigurare dată, care intră în lac, este redus într-o măsură impusă. Acest efect de atenuare a apelor mari ferește de inundații regiunile situate în aval (cazul barajelor Izvorul Muntelui-Bicaz, Vidraru-Argeș, Secul-Bîrzava, Teliuc-Cerna etc.) și deci înlătură pericolul provocării de pagube, a căror valoare reprezintă uneori mai mult decît costul barajului însuși.

Deși în general nivelul apei din lac se găsește sub nivelul deversorilor de suprafață, și deci o parte din volumul de apă al viiturii se poate înmagazina în lac, este recomandabil a nu se conta pe acest [illegible]. Calculul atenuării se face deci considerînd că la [illegible] nivelul apei din lac se găsește la cota crestei deversorilor și că urmare numai volumul situat deasupra acestei cote contribuie la reducerea debitelor defluente din lac. Pentru siguranță deplină, se consideră de asemenea că descărcătorii de adîncime (orificii, conducte, galerii etc.) nu funcționează, din cauza blocării lor cu corpuri în suspensie sau a defecțiunilor la vane.

În cazul deversorilor prevăzuți cu stavile problema se complică, necesitînd o prognoză exactă a apelor mari și o funcționare desăvîrșită a instalațiilor hidromecanice.

În oricare din situații, peste nivelul maxim excepțional se lasă un spațiu de gardă pînă la coronament, pentru ca valurile provocate de vînt să fie reținute în lac.

12. Ecuația atenuării

Problema care se pune constă în a determina care este aspectul undei defluente $q(t)$, cînd sînt cunoscute dimensiunile deversorului, variația volumului din lac în funcție de înălțime și hidrograful debitelor afluente $Q(t)$.

În conformitate cu figura 9-8, *a*, fenomenul poate fi exprimat prin ecuația:

$$(Q - q)\,dt = S\,dh, \tag{15}$$

care arată că diferența între volumele afluente și defluente, într-un interval de timp dt, provoacă o supraînălțare dh a nivelului din lac.

Se observă că dacă se admite că suprafața lacului S este constantă deasupra crestei deversorului, în punctul de intersecție dintre cele două unde (fig. 9-8, *b*) $Q = q$ și deci:

$$Q - q = S\frac{dh}{dt} = 0. \tag{16}$$

Or, cum h este legat printr-o funcție directă (cheia deversorului) de q, înseamnă că la intersecție:

$$\frac{dh}{dt} = \frac{dq}{dt} = 0 \tag{17}$$

și că debitul defluent atinge aici valoarea maximă.

Ecuația diferențială (15) este dificil de integrat riguros pentru un caz practic, din cauza funcțiilor $Q(t)$ și $S(h)$, greu de exprimat analitic. O rezolvare comodă se poate da prin intermediul epurei din figura 9-9, care reprezintă integrarea prin diferențe finite a ecuației (15).

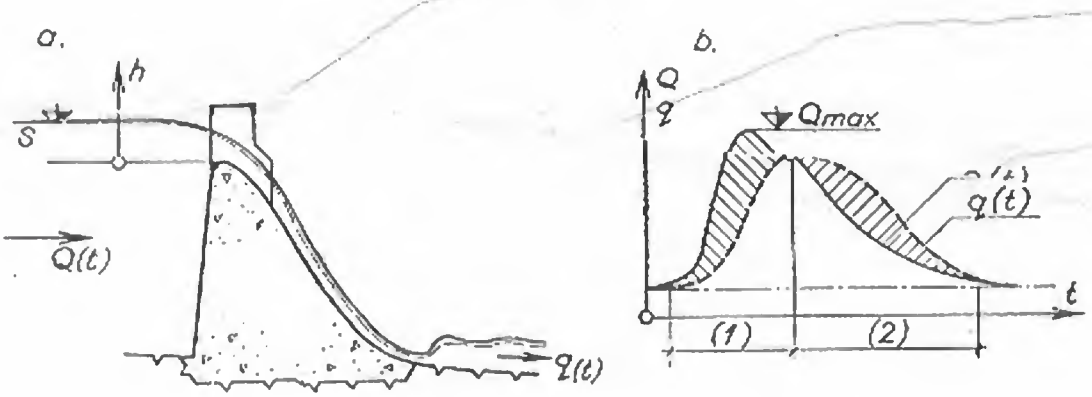


Fig. 9-8. Atenuarea viiturii în lacul de acumulare:
a — notații; *b* — debite afluente și defluente.

13. Epura atenuării

Pentru integrarea grafică, în epură se trasează [3]:

— cheia deversorului $q(h)$, care reprezintă debitele defluente la diverse înălțimi ale lamei deversate;

— curba volumelor din lac $V(h)$, situate deasupra crestei deversorului;

— curbele $V - \Delta V/2$ și $V + \Delta V/2$, care rezultă calculînd volumele $\Delta V = q\Delta t$ deversante la diverse înălțimi de lame h, într-un interval de timp ales $\Delta t = 2...5$ ore, și așezîndu-le cu mijlocul pe curba $V(h)$.

Din hidrograful viiturii $Q(t)$ (fig. 9-8, *b*) se pot deduce succesiv volumele afluente în intervalele Δt.

Epura se întocmește așezînd, din originea O spre dreapta, primul volum afluent și ridicînd din capătul său o linie de rapel care se oprește pe curba $V + \Delta V/2$. La acest nivel se așază, începînd de la curba $V - \Delta V/2$ spre dreapta, volumul afluent următor. Din capătul său se ridică o linie de rapel care se oprește pe curba $V + \Delta V/2$ și așa mai departe. Treptele obținute reprezintă tocmai supraînălțările nivelului din lac, care s-au produs la intervale Δt. Raportîndu-le la cheia deversorului se obține cu ușurință curba defluentă $q(t)$ (fig. 9-8, *b*).

Se poate arăta cu ușurință că treptele obținute au ținut seama de faptul că volumele deversate în intervalele Δt nu provoacă supraînălțări ale nivelului. Se admite că volumul mediu evacuat într-un interval Δt este egal cu produsul dintre debitul mediu evacuat și timpul Δt:

$$\Delta V_m = \frac{1}{2}(q_i + q_s)\,\Delta t = \frac{q_i \Delta t}{2} + \frac{q_s \Delta t}{2}, \tag{18}$$

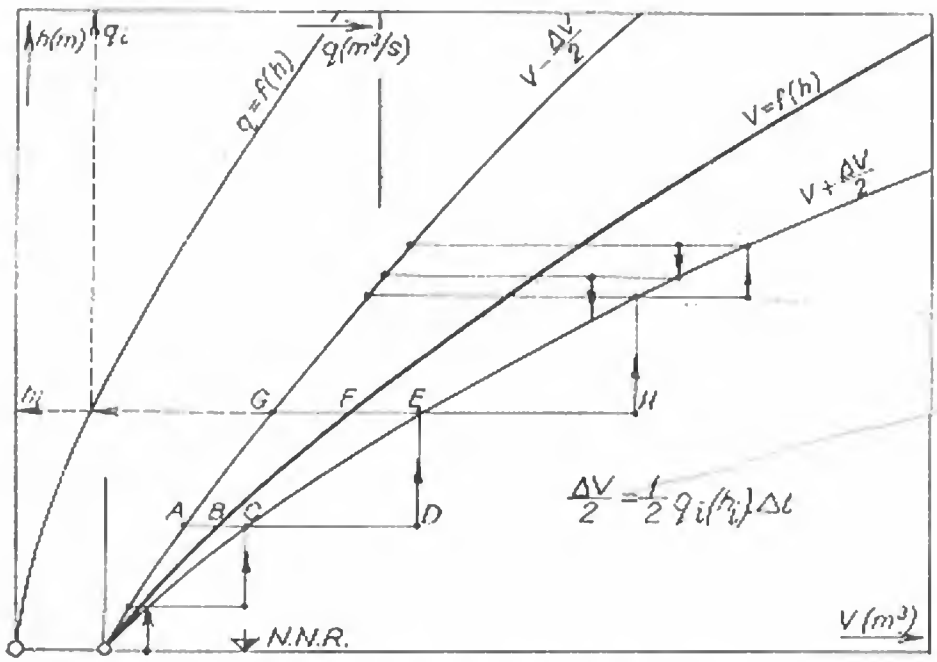


Fig. 9-9. Epura de calcul a atenuării.

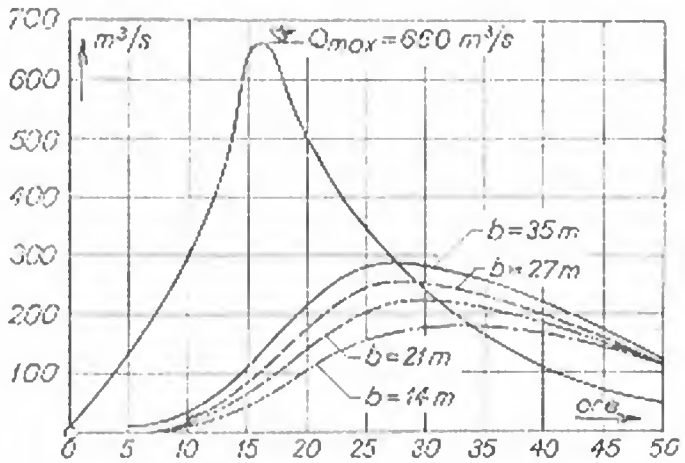


Fig. 9-10. Atenuări produse de lacul Vidraru pentru diverse lungimi b ale deversorului.

unde q_i este debitul deversat la începutul intervalului Δt și q_s este debitul deversat la sfîrșitul intervalului Δt.

În epură, la un anumit timp, segmentul AB reprezintă chiar pe $q_i \Delta t/2$, iar segmentul EF reprezintă pe $q_s \Delta t/2$. Segmentul AD reprezintă volumul de apă afluent în același interval de timp. Or, așa cum s-a procedat, s-a eliminat tocmai efectul volumului deversat ($AB + EF$) și s-a ținut seama de efectul volumului acumulat $AD - (AB + EF)$ asupra înălțării nivelului.

De remarcat că în momentul în care volumele afluente au valori mai mici decît volumele deversante ΔV, din capetele lor se coboară linii de rapel pînă la curba $V + \Delta V/2$, așa cum este schițat în epură. Pe această cale se obține ramura descendentă a curbei defluente.

Epura poate rezolva și probleme mai complicate, în care evacuarea apelor mari se face atît prin deversare cît și prin descărcători de adîncime. În acest caz cheia descărcării se modifică în mod corespunzător.

În figura 9-10 este reprezentată unda de viitură cu asigurarea de 0,1 % pe rîul Argeș în stațiunea Tunel, ca și undele atenuate de lacul de acumulare, pentru diverse lungimi ale deversorului de suprafață (la lungimi mai mici s-au admis lame deversante mai groase). Pentru lungimea de 27 m lama deversantă are 2,90 m. Se remarcă în toate cazurile reducerea debitului maxim într-o proporție mai mare de 50%.

§ 4. DEVERSOARE FRONTALE

14. Generalități

Descărcarea apelor mari, a ghețurilor și a plutitorilor, precum și reglarea nivelului apei din lacurile create de barajele de reținere sau de derivație, se fac de cele mai multe ori prin intermediul deversoarelor frontale. Ele constau dintr-una sau mai multe deschideri dreptunghiulare, separate prin pile, cu creasta situată sub coronamentul barajului. Poziția crestei în elevație se alege astfel încît deasupra lamei deversante să mai rămînă un spațiu de gardă ca și gabaritul necesar pentru tablierul podului susținut de pile.

La unele baraje cîmpurile deversoare sînt libere, astfel încît orice debite suplimentare defluează în sectorul aval. La alte baraje aceste cîmpuri sînt închise, parțial sau total, cu stavile de diverse tipuri. Manevrarea lor se face în conformitate cu planurile de exploatare.

15. Deversoare vechi și moderne

Primele deversoare frontale s-au amenajat pe crestele unor baraje de zidărie sau de beton, de înălțime redusă. Pentru asigurarea unei bune capacități de descărcare, crestele s-au profilat prin racordări circulare (fig. 9-11, *a*), eliptice (fig. 9-11, *b*), sau circulare-locale (fig. 9-11, *c*). Toate aceste forme, care nu coincid cu forma lamei deversante, creează spații turbionare în interiorul cărora apar depresiuni. Ca urmare, coeficienții de debit realizați sînt destul de ridicați ($m = 0{,}50 \ldots 0{,}55$).

La marile baraje fluviale sau de reținere, unde se evacuează debite mari, pe lîngă rotunjirea crestei după forme din ce în ce mai perfecționate, s-a transformat însuși corpul lor pentru a conduce apele deversante și a le racorda cu cele din sectorul aval. Se remarcă astfel *nasul* din amonte la barajele din *Conowingo* și *Wilson*, profilele care urmăresc intradosul lamei deversante la barajele *Dneproghes* și *Norris* sau masivitatea de la partea inferioară a barajelor *Rybinsk* și *Svir* (fig. 9-12). Primele trei deversoare din figura 9-12 sînt prevăzute cu pile foarte evazate de pe care se manevrează stavilele și care susțin căi de circulație, iar ultimele trei posedă, în continuarea pilelor, ziduri de conducere pînă în sectorul aval.

În figura 9-13 sînt prezentate secțiuni prin cîmpurile deversante ale unor baraje executate în țara noastră. Astfel:

— în figura 9-13, *a* se prezintă deversorul barajului *Izvorul Muntelui*, care prin cele patru cîmpuri de 11,50 m deschidere poate evacua un debit maxim de 2 400 m³/s;

— în figura 9-13, *b* se prezintă deversorul barajului *Strîmtori*, care prin cele trei cîmpuri de 6,67 m deschidere poate evacua un debit maxim de 300 m³/s;

— în figura 9-13, *c* se prezintă barajul deversor de la *Porțile de Fier*, constituit din 14 cîmpuri de cîte 25 m deschidere, despărțite prin pile de 7 m grosime; pe lîngă descărcarea unui debit de circa 15 000 m³/s, acest deversor trebuie să asigure și evacuarea gheților, operație care necesită deschideri cît mai mari.

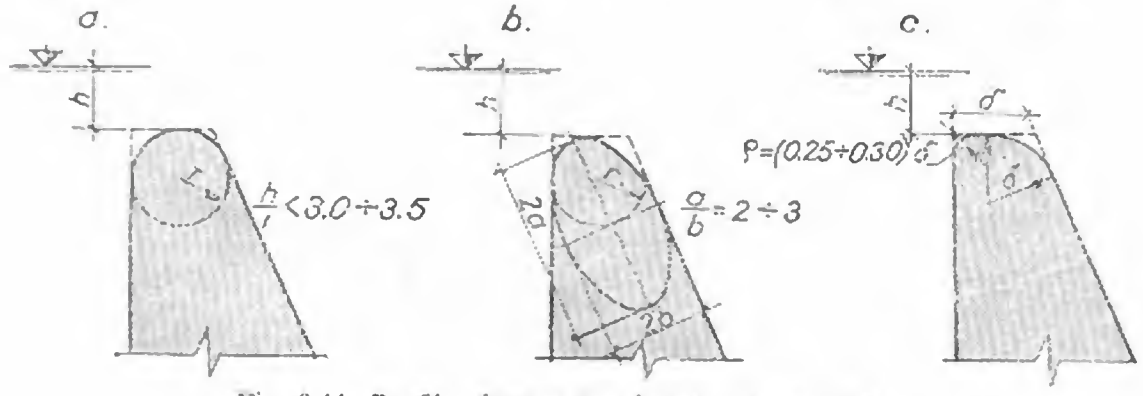


Fig. 9-11. Profile deversante simple, cu racordare:
a — circulară; *b* — eliptică; *c* — circulară locală.

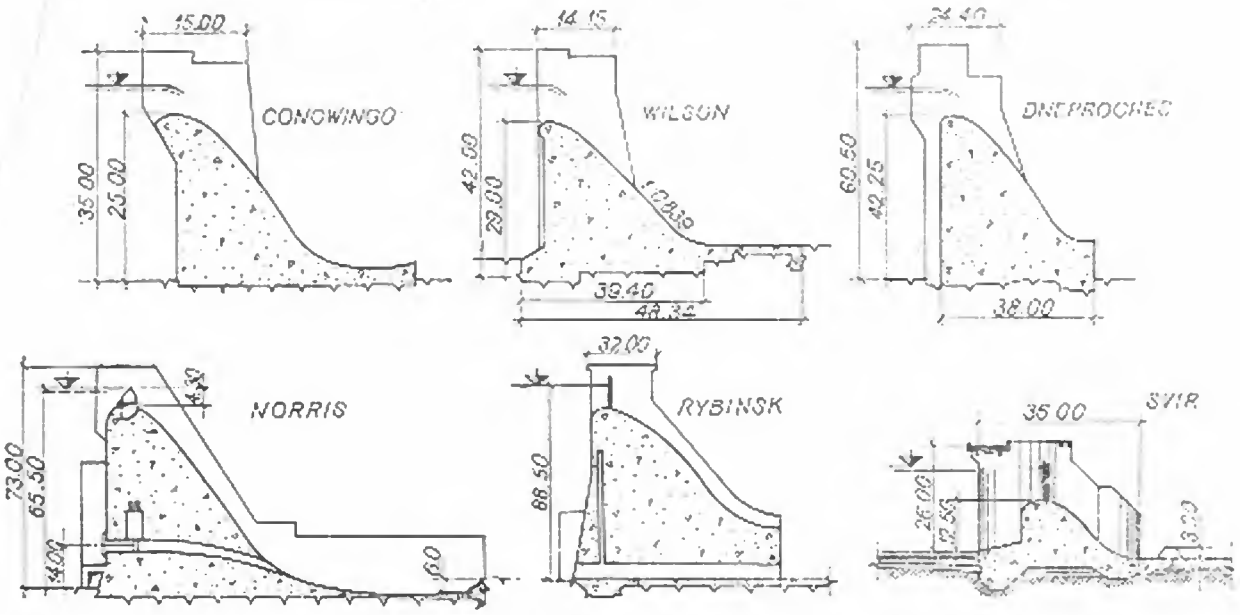


Fig. 9-12. Profile deversante.

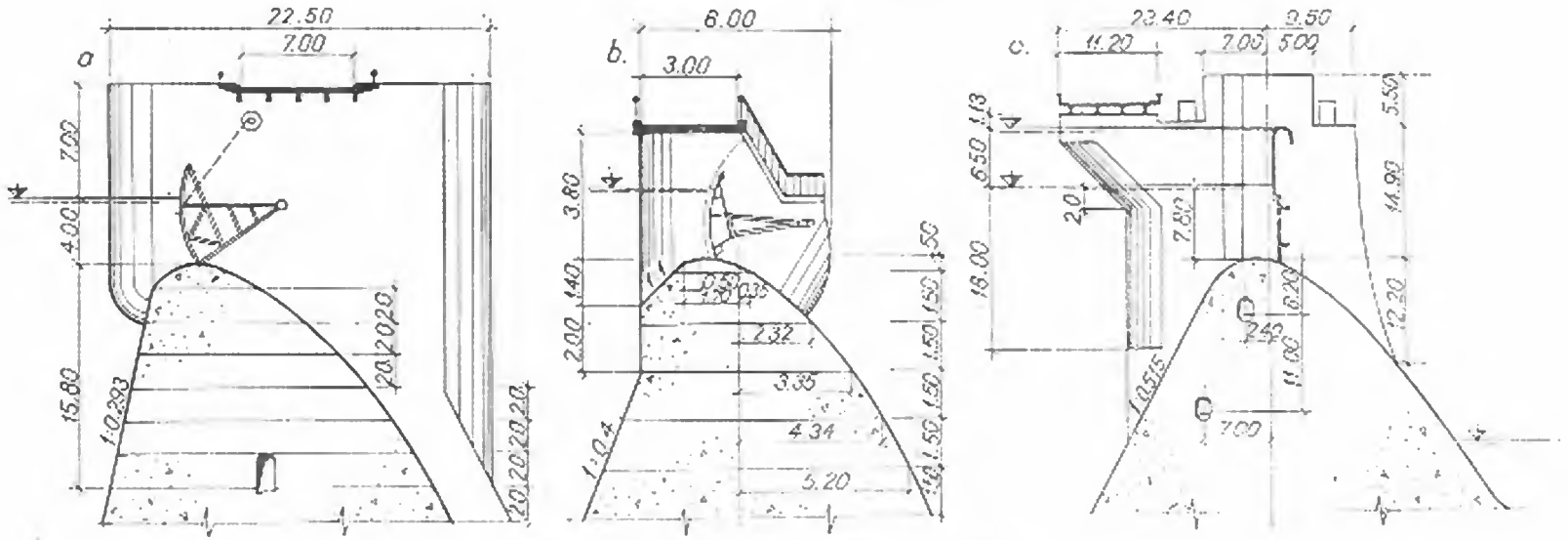


Fig. 9-13. Creasta deversantă la barajele:
a — Bicaz; *b* — Strîmtori; *c* — Porțile de Fier.

16. Profile practice

Desprinderea lamelor deversante de corpul deversoarelor propriu-zise creează spații cu vîrtejuri, în care acționează depresiuni de mărime variabilă. Acestea dau loc la fenomene neplăcute de cavitație și de nestabilitate a curgerii. În scopul evitării lor a apărut în timp ideea de a realiza profilul deversoarelor identic cu conturul interior ale lamelor libere deversante, sau, cu alte cuvinte, de a umple cu beton interspațiul cuprins între deversoare și lamele care cad. Asemenea profile de coincidență poartă denumirea de *profile practice* [6]. Evident că un profil practic, calculat pentru o anumită lamă deversantă, nu mai are calitatea de profil de coincidență pentru alte lame, de grosimi mai mari sau mai mici.

Încă de multă vreme *Bazin* a arătat, prin cercetări de laborator asupra deversoarelor cu muchie ascuțită, că proporțiile relative ale lamelor deversante rămîn aceleași, pentru diverse grosimi la creastă (fig. 9-14). Studiind repartiția vitezelor în secțiuni succesive ale lamelor, a dedus că vitezele măsurate în treimea inferioară sînt de aceeași mărime cu vitezele medii din secțiunile respective.

Traiectoria unei particule care se deplasează după firul de curent care reprezintă treimea inferioară este definită de ecuațiile:

$$x = v_0 t; \tag{19}$$

$$z = \frac{1}{2} g t^2; \tag{20}$$

sau

$$z = \frac{1}{2} \frac{g}{v_0^2} x^2. \tag{21}$$

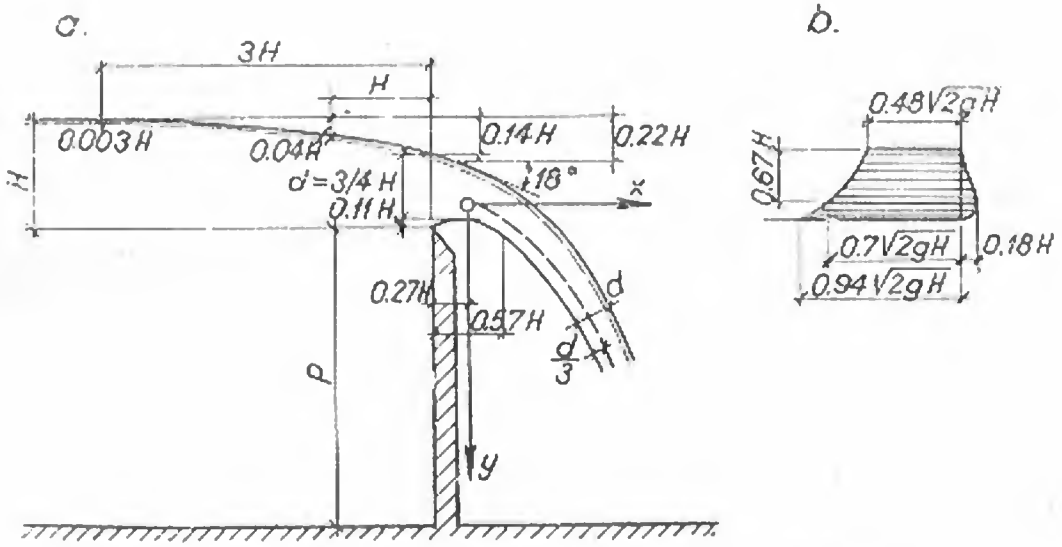


Fig. 9-14. Lama de apă peste un deversor cu muchie ascuțită:
a — dimensiuni relative; *b* — diagrama presiunilor.

Vitezele de mișcare sînt de asemenea cunoscute:

— *viteza orizontală* (pe metru liniar de deversor)

$$v_0 = \frac{q}{\frac{3}{4}h} = \frac{4}{3} m \sqrt{2gh}\ ; \tag{22}$$

— *viteza verticală*

$$v_z = \sqrt{2gz}\ ; \tag{23}$$

— *viteza rezultantă*

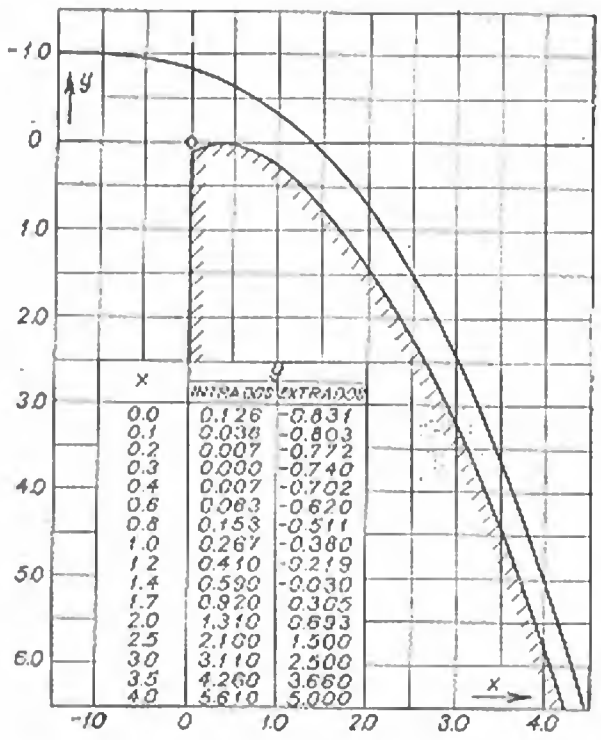
$$v = \sqrt{v_0^2 + v_z^2}. \tag{24}$$

Cunoscînd debitul q, grosimea lamei la o cotă z va fi:

$$d = \frac{q}{v}. \tag{25}$$

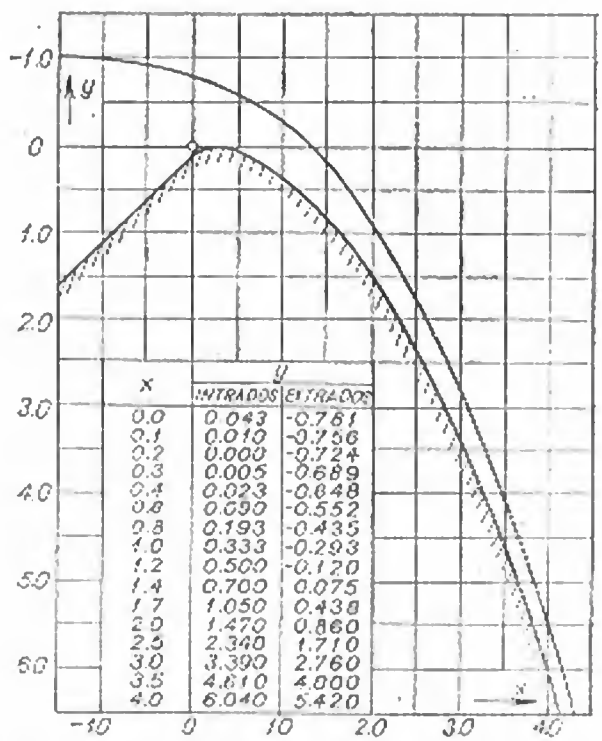
Așezînd grosimea d normal pe traiectoria dedusă (21), cu o treime spre interior și cu două treimi spre exterior, rezultă forma lamei deversante.

Creager [3] și mai recent *Ofițerov* [7] au verificat experimental cele arătate mai sus și au calculat dimensiunile relative ale lamelor deversante pentru cele două cazuri indicate în figurile 9-15 și 9-16. Deoarece coordonatele date corespund unei



x	y INTRADOS	EXTRADOS
0.0	0.126	-0.831
0.1	0.036	-0.803
0.2	0.007	-0.772
0.3	0.000	-0.740
0.4	0.007	-0.702
0.6	0.083	-0.620
0.8	0.153	-0.511
1.0	0.267	-0.380
1.2	0.410	-0.219
1.4	0.590	-0.030
1.7	0.920	0.305
2.0	1.310	0.693
2.5	2.100	1.500
3.0	3.110	2.500
3.5	4.260	3.660
4.0	5.610	5.000

Fig. 9-15. Conturul deversorului cu parament amonte vertical.



x	y INTRADOS	EXTRADOS
0.0	0.043	-0.761
0.1	0.010	-0.756
0.2	0.000	-0.724
0.3	0.005	-0.689
0.4	0.023	-0.648
0.6	0.090	-0.552
0.8	0.193	-0.435
1.0	0.333	-0.293
1.2	0.500	-0.120
1.4	0.700	0.075
1.7	1.050	0.438
2.0	1.470	0.860
2.5	2.340	1.710
3.0	3.390	2.760
3.5	4.610	4.000
4.0	6.040	5.420

Fig. 9-16. Conturul deversorului cu parament amonte înclinat la 45°.

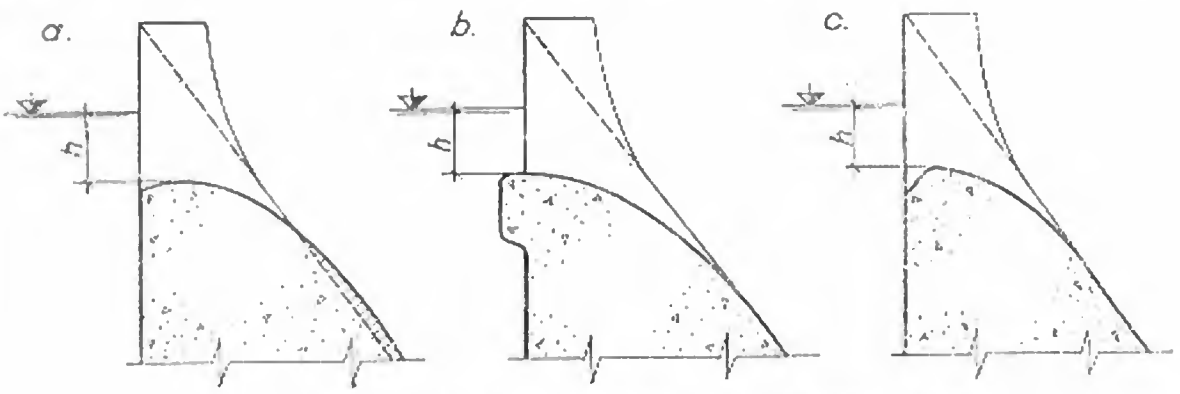


Fig. 9-17. Racordul crestei deversante cu paramentul aval:
a — cu depășirea profilului; *b* — cu nas amonte; *c* — cu retragere la 45°.

lame deversante de 1 m grosime, pentru lame de alte grosimi cifrele se vor multiplica cu valorile respective.

În unele cazuri, racordarea profilului determinat conform coordonatelor din figura 9-15 cu secțiunea unui baraj triunghiular conduce la o depășire a formei teoretice, ca în figura 9-17, *a*. Pentru a evita acest lucru este necesar să se deplaseze profilul deversant către amonte, pînă cînd acesta devine tangent la paramentul aval al barajului. În această situație apare consola sau nasul din figura 9-17, *b*. Cînd secțiunea barajului este mai groasă la partea superioară decît este necesar pentru înscrierea profilului deversant, este rațională aplicarea deversorului cu parament amonte înclinat, ca în figura 9-17, *c* (coordonatele sale rezultă din figura 9-16).

Cercetări mai recente efectuate de W.E.S. [8] au condus la recomandarea unor profile deversante (fig. 9-18) definite prin relații de tipul:

$$x^n = Kh^{n-1}z, \tag{26}$$

în care:

x și z — coordonatele crestei profilului deversant;
h — grosimea lamei, corespunzătoare debitului de calcul;
K și n — parametri care depind de panta paramentului amonte.

17. Forma pilelor intermediare

În cazurile în care lungimea frontului necesar pentru deversare rezultă prea mare, este rațional ca deversorul să fie împărțit în mai multe cîmpuri, separate prin pile. Mărimea deschiderilor dintre ele se determină ținînd seama de natura și frecvența plutitorilor și gheților care trebuie evacuate, precum și de optimul tehnico-economic în ceea ce privește tablierul podului și stavilele, dacă acestea există. Dimensiunile și formele pilelor se aleg astfel încît ele să-și poată îndeplini funcțiile în condițiile cele mai bune de rezistență și să asigure o capacitate mare de descărcare.

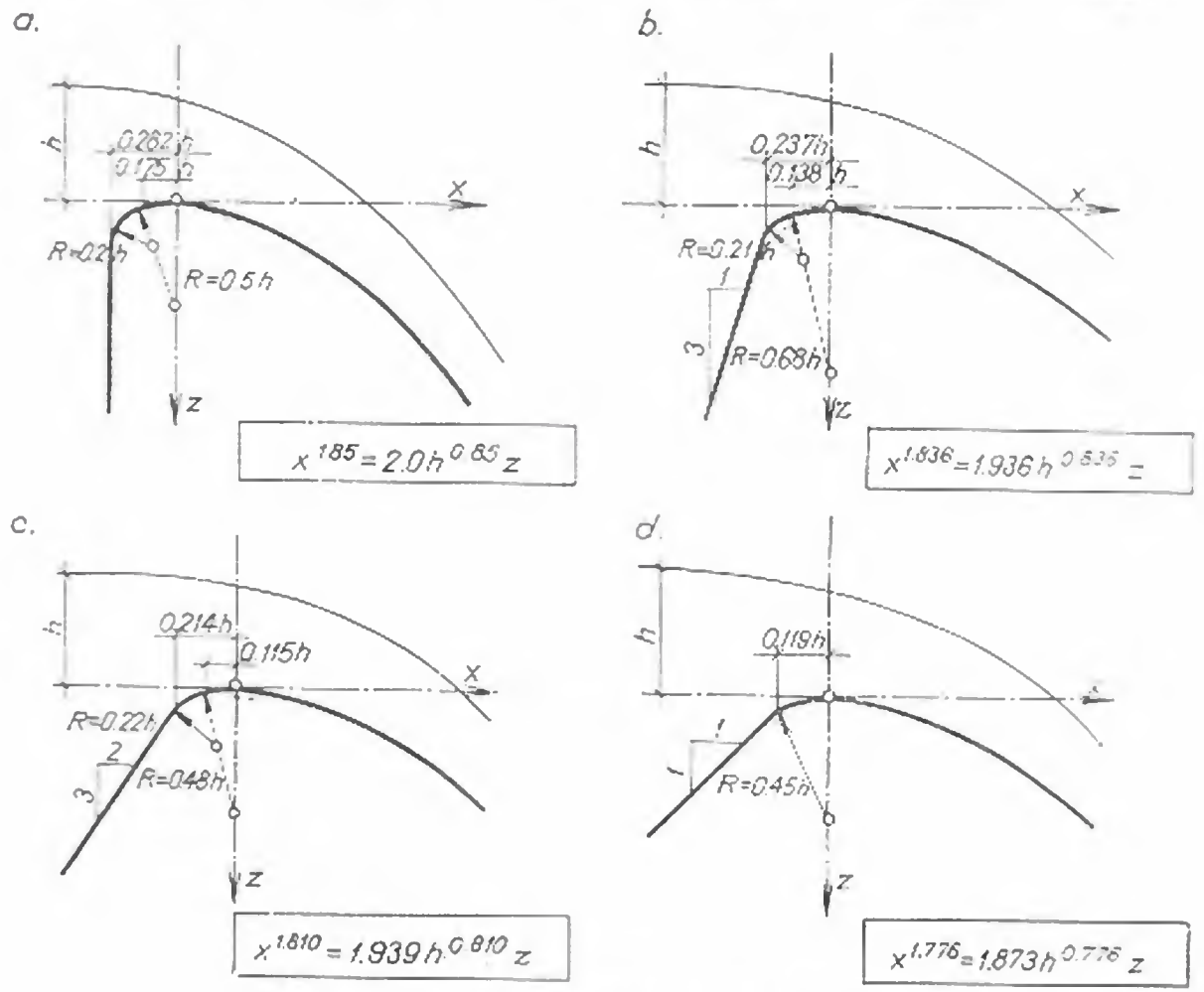


Fig. 9-18. Profile deversante tip W.E.S. pentru:
a — parament amonte vertical; *b*, *c* — parament amonte înclinat; *d* — praguri de fund.

În scopul realizării unor contracții cît mai reduse, partea amonte a pilelor se rotunjește după un contur circular, eliptic sau în ogivă. Același efect favorabil este dat de avansul pilelor în amonte de creasta deversorului, cu un interval egal cu 1 ... 2 ori grosimea lor (fig. 9-19). Pentru grosime se recomandă ca aceasta să reprezinte circa o treime din înălțimea lamei deversante.

Forma părții aval a pilelor este mai puțin importantă. Reducînd grosimea pilelor către aval se obține o etalare a lamei pe întreg paramentul aval al barajului, îmbunătățindu-se prin aceasta condițiile de disipare a energiei. Reducerea grosimii trebuie să se facă gradat, în caz contrar apa neurmărind conturul pilei. Dacă din considerente hidraulice, cum ar fi aerarea lamei deversante, se fragmentează lama pe cîmpuri, partea aval a pilelor poate fi de formă dreptunghiulară (fig. 9-19).

În figura 9-20 se prezintă cîmpul deversor de la barajul cu contraforți *Secul*. La depășirea retenției, descărcarea apelor mari se face prin deversare liberă. Cînd lama de apă are valori mari, deversorul se îneacă și eliminarea debitului se face ca printr-un orificiu. Forma pilei intermediare, care împarte cele două cîmpuri, asigură scurgerea lină, fără vîrtejuri sau desprinderi, atît la deversarea liberă cît și la funcționarea sub presiune.

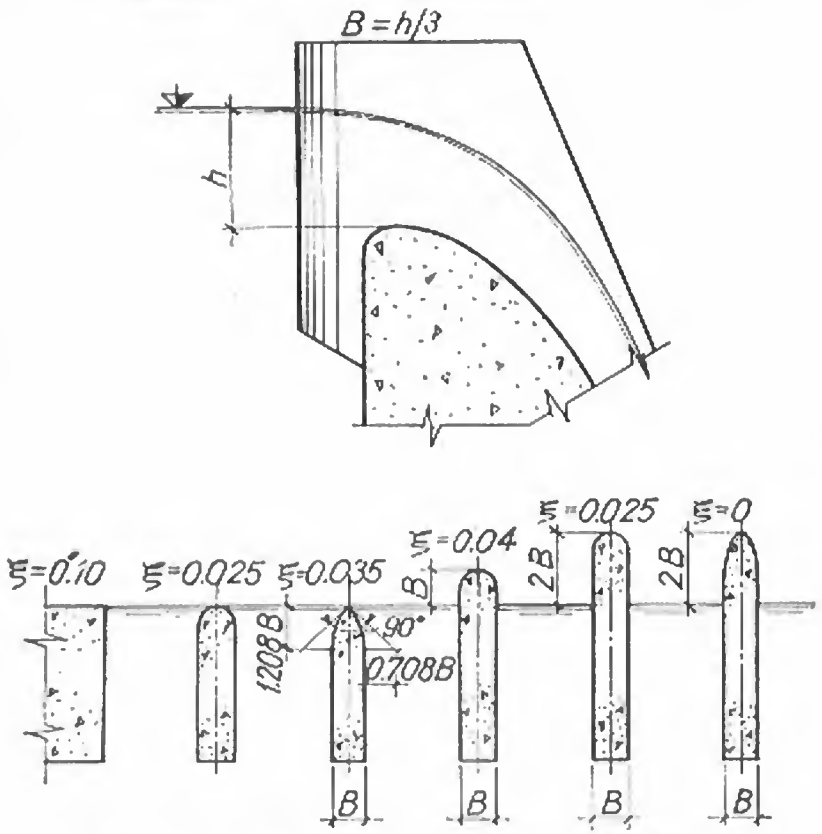


Fig. 9-19. Forme și poziții ale pilelor pe deversor.

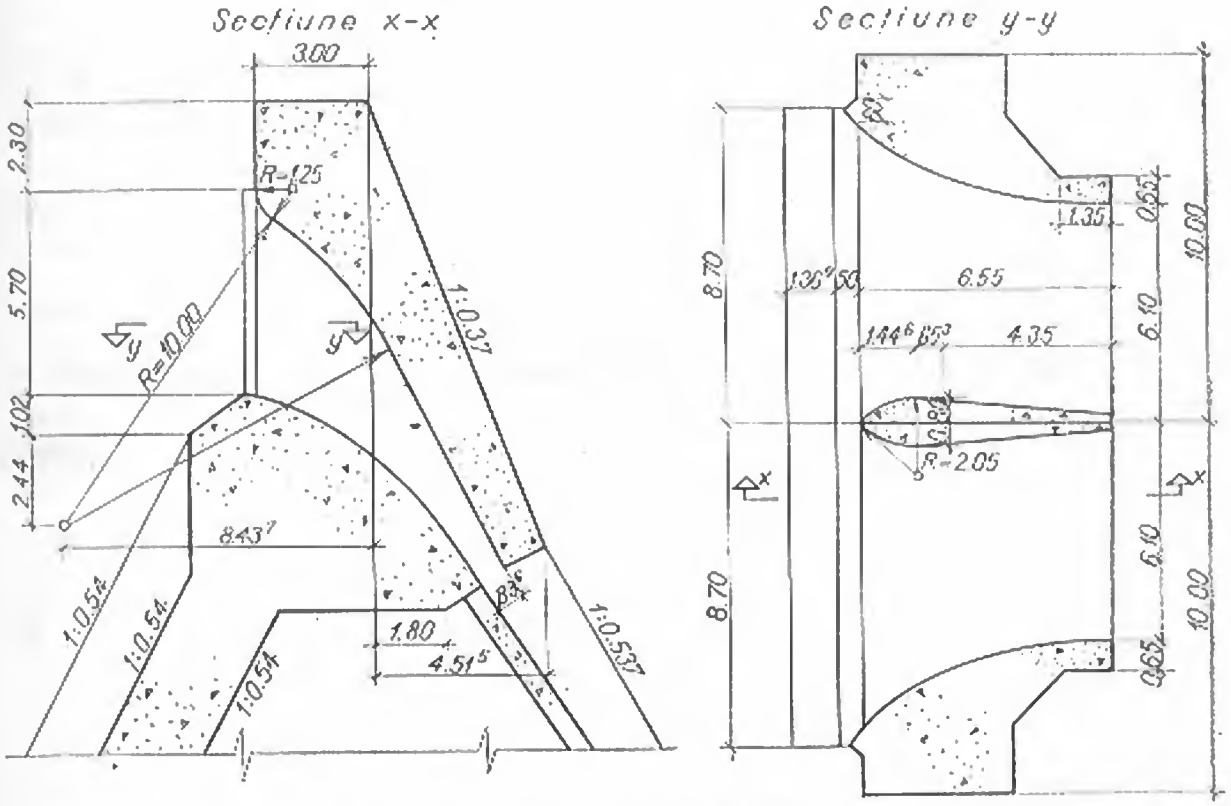


Fig. 9-20. Deversorul barajului Secul.

18. Deversoare frontale la barajele arcuite

Deși de grosimi mai reduse, barajele arcuite se pretează la amenajarea deversoarelor pe coronamentul lor.

În cazul barajelor de greutate în arc există posibilitatea ca, după deversare, lama de apă să se scurgă în continuare pe paramentul aval, ca în schița din figura 9-21, *a*.

La barajele în arc mai zvelte, după parcurgerea capului deversor, lama de apă este lăsată să cadă liber, în aval de baraj (fig. 9-21, *b*). Forma deversorului și a pilelor trebuie astfel aleasă încît curgerea să fie stabilă și fără pulsații. În scopul evitării vibrațiilor, periculoase pentru construcție, este indicat ca lama de apă să fie fragmentată prin pile de formă dreptunghiulară în aval.

În figura 9-22 sînt prezentate secțiunile caracteristice prin deversoarele unora dintre barajele în arc construite în țara noastră. Deversorul barajului *Negovanu* (fig. 9-22, *a*) este constituit din cinci deschideri de 5,80 m, separate prin pile de 1 m

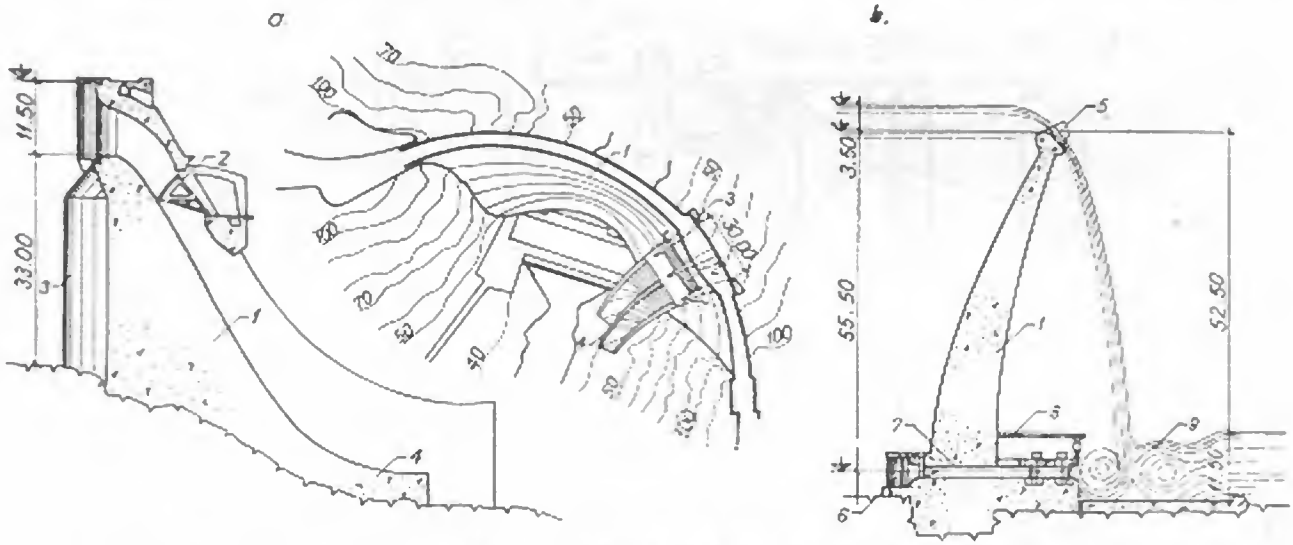


Fig. 9-21. Deversoare la barajele arcuite:
a — Castelo do Bode; *b* — Couesque; *1* — baraj; *2* — stavilă; *3* — avanpilă; *4* — trambulină; *5* — pilă; *6* — grătar rar; *7* — golire de fund; *8* — casă de vane; *9* — saltea de apă.

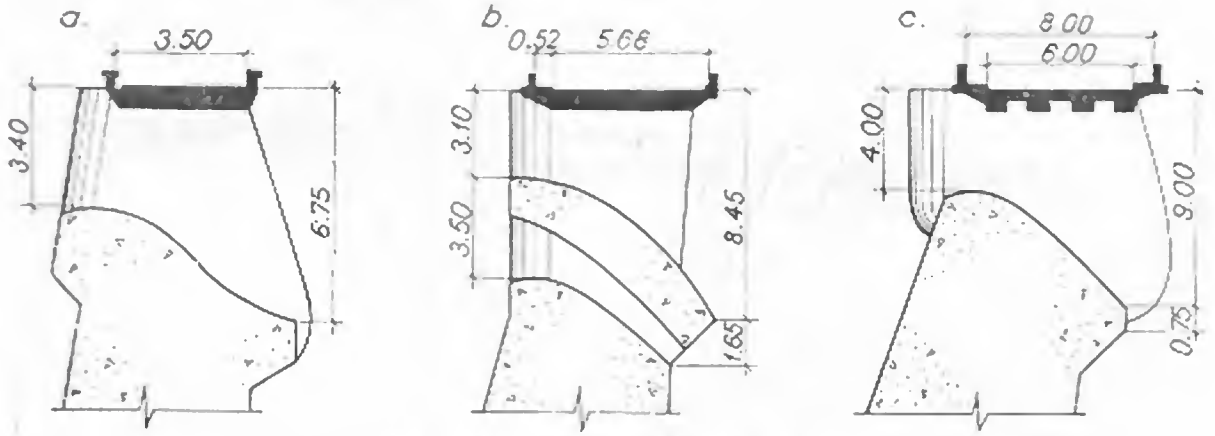


Fig. 9-22. Capul deversant al barajelor:
a — Negovanu; *b* — Telișor; *c* — Vidraru.

grosime. Deschiderea centrală are creasta situată cu 40 cm mai jos decît celelalte, pentru a evacua concentrat debitele mici. Deversorul barajului *Teliuc* (fig. 9-22, *b*) este prevăzut în mod suplimentar cu patru orificii de descărcare, cu rolul de a decala vîrful apelor defluente. La barajul *Vidraru* (fig. 9-22, *c*) deversorul este de acelaşi tip cu cel de la *Negovanu*, el atenuînd însă debitele maxime într-o proporţie mai mare de 50%.

Lamele de apă deversante, căzînd de la înălţimi apreciabile (în cazul barajului *Vidraru* de la circa 140 m), exercită o acţiune importantă asupra patului rîului situat în bătaia lor. Practica arată că în cazul terenurilor stîncoase — rezistente, degradarea lor, prin eroziuni sau dislocări, evoluează foarte lent. După o perioadă lungă de funcţionare fenomenul se stabilizează şi nu afectează stabilitatea barajului.

19. Calculul hidraulic

Calculul debitului unui deversor cu profil practic (curbiliniu) se face cu formula generală:

$$Q = mbh\sqrt{2gh} \ (\mathrm{m^3/s}) \tag{27}$$

în care:

$m = \frac{2}{3}\mu$ — coeficientul de debit;
μ — coeficientul de scurgere;
b — lungimea totală a deversorului;
h — înălţimea lamei deversante deasupra crestei, măsurată într-o secţiune situată în amonte la o distanţă de 4 h.

Dacă viteza de sosire a apei spre deversor $v_0 \geq 0{,}75 \ldots 1{,}00$ m/s, sau $v_0 \geq 0{,}361\sqrt[3]{h}$ m/s, în formula (27) se înlocuieşte h cu $H = h + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$, ţinîndu-se astfel seama de energia cinetică a curentului.

Pentru deversoarele practice din figurile 9-15 şi 9-16 coeficienţii de debit sînt $m = 0{,}49$, respectiv $m = 0{,}48$. În cazul în care grosimea lamei deversante (h) devine mai mare decît grosimea lamei pentru care a fost calculat deversorul (h_c), încep să apară depresiuni, care măresc coeficientul de debit. După unele experienţe, debitul poate creşte în acest mod cu un procent de pînă la 10%, fără a se produce vibraţii periculoase. La o scădere a lamei deversante sub valoarea de calcul, coeficientul de debit se înrăutăţeşte. În figura 9-23 se arată variaţia coeficienţilor de debit cu raportul h/h_c pentru profilele de tip *A* şi *B*.

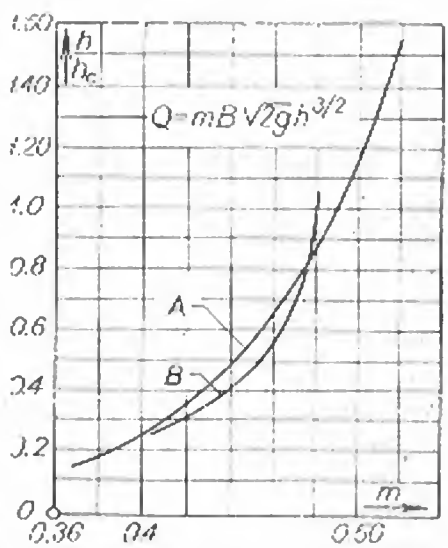


Fig. 9-23. Variaţia coeficientului de debit cu raportul h/h_c.

În cazul deversoarelor cu deschideri relativ mici, sau cu pile intermediare numeroase, este necesar a se ține seama de influența contracției laterale asupra capacității de curgere. Astfel, formula (27) se transformă în:

$$Q = mb_c h\sqrt{2gh} = m\varepsilon bh\sqrt{2gh}, \tag{28}$$

în care:

$b_c = \varepsilon b$ — lungimea contractată a deversorului;

b — lungimea geometrică, care în cazul existenței mai multor cîmpuri reprezintă suma deschiderilor;

ε — coeficientul de contracție laterală.

Pentru evaluarea coeficientului de contracție se poate folosi formula:

$$\varepsilon = 1 - 0{,}1n\xi\frac{h}{b}, \tag{29}$$

iar lungimea contractată rezultă:

$$b_c = \varepsilon b = b - 0{,}1n\xi h. \tag{30}$$

În formulele (29) și (30), n reprezintă numărul contracțiilor laterale ($n = 2$ pentru un deversor cu o singură deschidere; $n = 4$ pentru un deversor cu două deschideri etc.). Factorul ξ poartă denumirea de coeficient de formă și este funcție de modul în care se profilează pilele în amonte. Cîteva valori uzuale ale lui ξ sînt indicate în figura 9-19.

În situațiile în care nivelul apei din aval depășește cota crestei deversorului, curgerea este înecată și capacitatea de evacuare se micșorează. Diverși autori au studiat fenomenul experimental și au dedus așa-numiții coeficienți de înecare. Aceste cifre apar ca factori în formulele (27) sau (28). Valorile lor, ca și ale coeficienților caracteristici pentru alte tipuri de deversoare, se găsesc în manualele de specialitate [6].

§ 5. DEVERSOARE SIFON

20. Modul de funcționare

Sifonul este un deversor frontal dreptunghiular acoperit cu o capotă etanșe din beton armat sau metal. Curgerea în sifon se face sub presiune. În principiu, orice sifon se compune din (fig. 9-24): creastă deversantă; capotă etanșe; zonă de intrare; orificii de dezamorsare; aruncătoarea și o zonă de debușare.

Cînd nivelul amonte se ridică, datorită debitelor în exces, orificiile de dezamorsare nu mai sînt în contact cu aerul atmosferic, iar apa începe să deverseze normal. Aerul prins între paramentul deversorului și capotă este antrenat, formîndu-se vid parțial, deoarece spațiul de aer este închis prin lama de apă dirijată de nasul aruncător spre intradosul capotei. Apa se ridică în camera sifonului și cînd întreg spațiul este umplut cu apă sifonul este „amorsat" și funcționează în plină sarcină, ca o conductă sub presiune. Cînd nivelul amonte scade datorită evacuării sub cota deversorului, aerul pătrunde prin orificiile de dezamorsare în partea superioară a camerei, coloana se rupe și se produce „dezamorsarea". În acest mod evacuarea

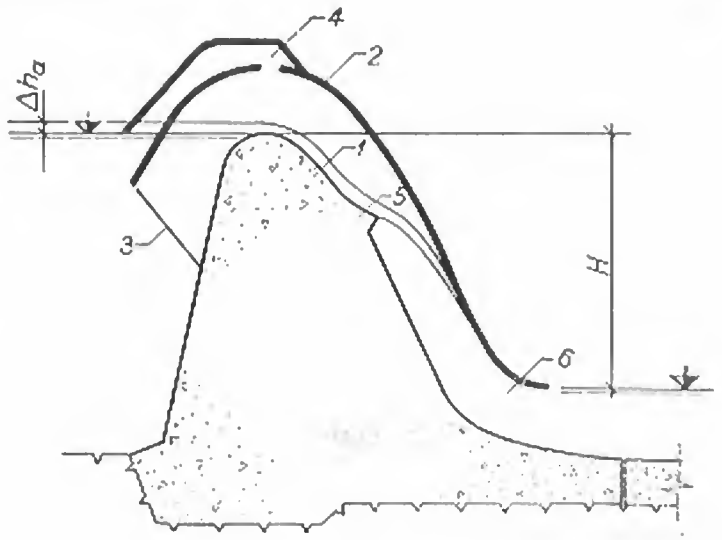


Fig. 9-24. Alcătuirea unui descărcător sifon:
1—creastă deversantă; *2*— capotă; *3*—grătar rar; *4* — orificiu de dezamorsare; *5* — nas aruncător; *6* — ieșire.

debitelor excedentare este asigurată prin funcționarea discontinuă a sifonului, iar nivelul se menține în jurul nivelului crestei deversante.

În alte alcătuiri constructive (fig. 9-27, *a*) închiderea spațiului de aer pentru amorsare se face prin curbarea spre amonte a zonei mijlocii a sifonului.

21. Domenii de aplicare

Descărcătorii de tip sifon sînt utilizați la baraje atunci cînd frontul deversant este limitat, datorită capacității lor de evacuare mai mari, comparativ cu aceea a deversoarelor simple. Soluția cu descărcător sifon poate fi convenabilă și pentru barajele de pămînt, oferind avantajul unei construcții de evacuare compacte, cu performanțe hidraulice ridicate. Asigurînd menținerea evasiconstantă a nivelului în absența oricăror părți mobile, sifoanele sînt utilizate relativ frecvent ca descărcători de preaplin la camerele de încărcare ale uzinelor hidroelectrice.

Debitele specifice uzuale sînt de ordinul a 5...10 $m^3/s.m$, existînd însă sifoane realizate cu debite specifice de 20...30 $m^3/s.$ m. Căderea sub care lucrează sifonul este însă limitată de depresiunea maximă admisibilă, pentru a evita apariția cavitației. Se recomandă ca limită curentă o cădere de ordinul a 9 m. La căderi mai mari trebuie luate precauții speciale.

Față de un deversor obișnuit, sifonul are avantajul unei eficiențe hidraulice mai ridicate, întrucît debitul specific evacuat este în funcție de cădere și nu de înălțimea lamei deversante, care se menține la numai cîțiva decimetri.

Riscurile adoptării unei asemenea soluții constau în posibilitatea dezamorsării periodice datorită vortexurilor, în pericolul de îngheț pe timp de iarnă, sau de înfundare cu flotanți. În plus, amorsarea și dezamorsarea pot provoca vibrații puternice, dăunătoare construcțiilor mai zvelte.

Un alt dezavantaj este acela că sifonul odată amorsat, debitul crește brusc la valoarea maximă și variază foarte puțin pînă la dezamorsare. Șocurile de debit sînt dăunătoare construcției și în special albiei aval, unde se produc eroziuni însemnate.

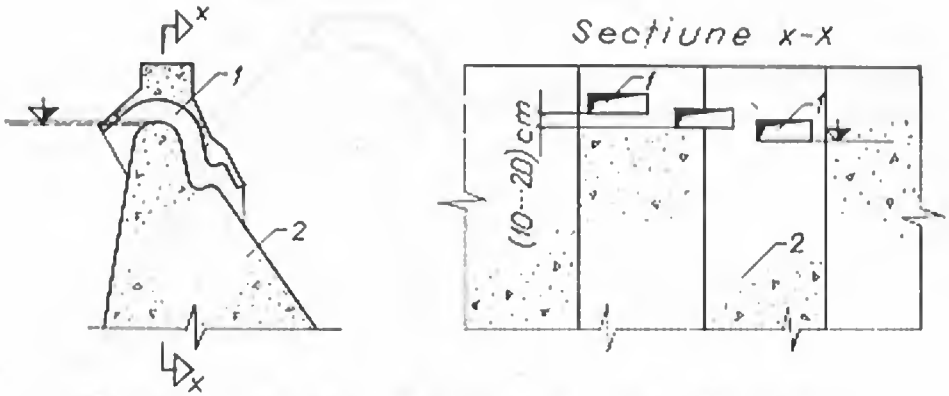


Fig. 9-25. Eșalonarea pe verticală a bateriei de sifoane:
1 — gîtul sifonului; *2* — corpul barajului.

În același timp descărcarea nu poate urmări creșterea și descreșterea continuă a debitului viiturii sau a undei de umplere la camerele de încărcare. Deficiența se poate înlătura parțial, prin realizarea unei baterii de sifoane care să se amorseze la diferite cote (fig. 9-25).

Uneori se poate asocia sifonul cu un deversor liber, care să preia debitele mici și să asigure amorsarea descărcătorului principal la debite mari.

22. Exemplificări

În figura 9-26 este prezentat sifonul de la *Herăstrău*, primul realizat în țara noastră. Sifonul face parte dintr-un descărcător complex de fund și de suprafață, capabil să evacueze un debit de 40 m³/s la o cădere de circa 4,0 m [9].

În amenajarea *Bistrița aval* funcționează patru sifoane, ca descărcători laterali pe derivații, de tipul celui prezentat în figura 9-27, *a*. Se realizează evacuarea a 50 m³/s sub o sarcină de 6,8 m prin patru compartimente de 1,50 m la fiecare sifon. Se remarcă curbarea spre amonte a zonei aval de capul deversor, pentru asigurarea amorsării. În figura 9-27, *b* apare una dintre cele patru baterii ale sifonului de descărcare de la barajul *Sadu II*. Dimensiunile unei baterii sînt de 4,50 × 1,70 m, debitul specific evacuat este de 12 m³/s.m, sifonul evacuînd un debit total de 205 m³/s sub o cădere de 9,20 m. Copertina este de beton armat, avînd înglobate conductele de dezamorsare.

La baraje mai înalte, cînd diferența de nivel amonte-aval depășește sarcina maximă admisibilă, sifonul se prevede în limita a 8...10 m, după care apa descărcată se scurge pe paramentul aval ca în cazul deversării libere. Pentru amorsare se utilizează fie nasul aruncător (fig. 9-28, *a*), fie un cot la 90° pe traseul sifonului, cînd grosimea barajului este suficient de mare și poate îngloba sifonul în interior (fig. 9-28, *b*). Sifonul prezentat în figura 9-28, *a*, realizat la barajul *O'Shaughnessy* (S.U.A.), reprezintă unul din recordurile în domeniu, fiind capabil de un debit de circa 600 m³/s prin 18 baterii, dispuse eșalonat în elevație.

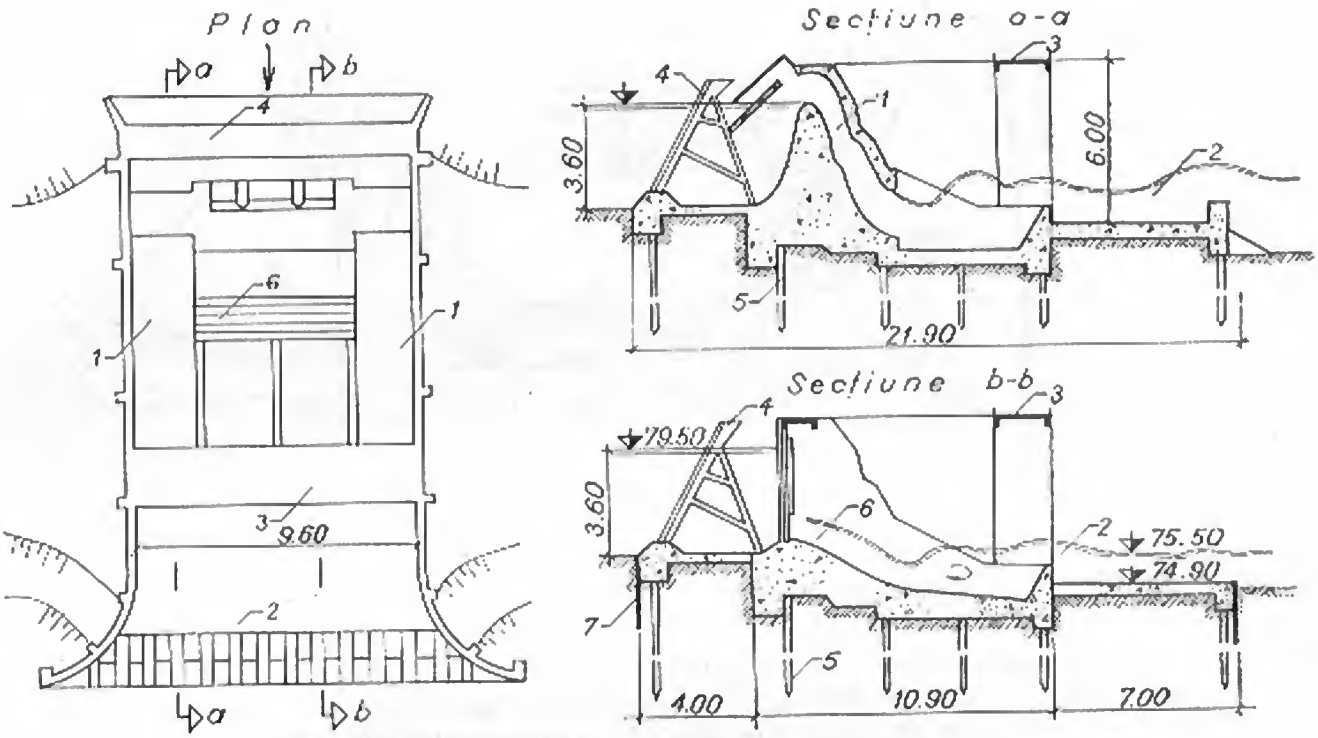


Fig. 9-26. Descărcătorul Herăstrău:

1 — sifon; *2* — bazin disipator; *3* — pasarelă; *4* — fermă suport pentru batardoul amonte; *5* — pilot; *6* — stăvilar; *7* — perete de palplanșe.

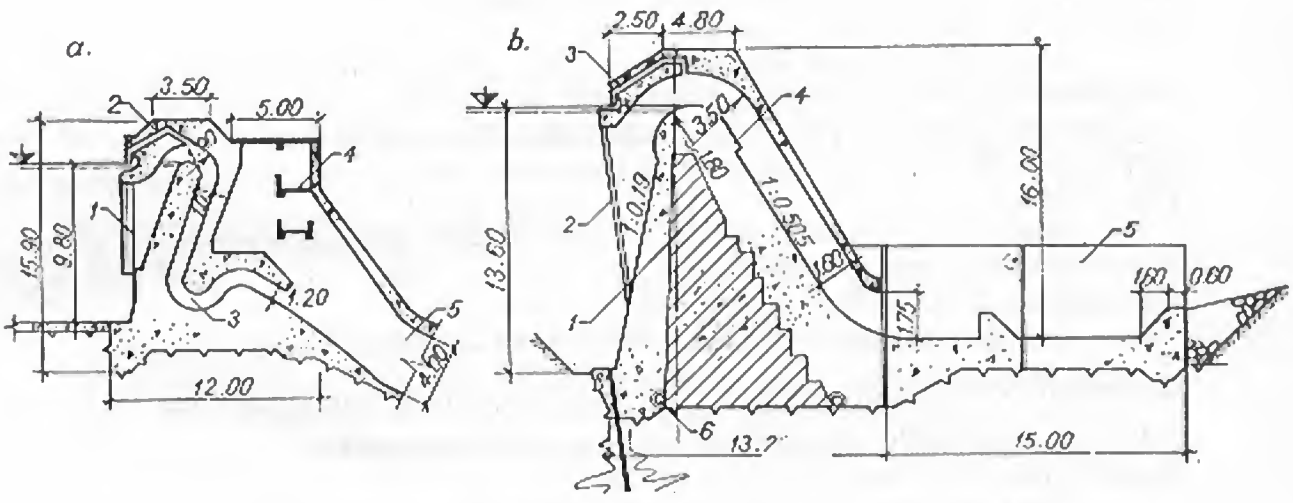


Fig. 9-27. Sifoane de descărcare:

a — la camerele de încărcare de la U.H. Bistrița aval; *1* — pilă; *2* — tubații de aerare; *3* — cot de amorsare; *4* — pasarelă; *5* — conductă de evacuare; *b* — la barajul Sadu II; *1* — miez nedemolat; *2* — grătar rar; *3* — tubații de aerare; *4* — nas aruncător; *5* — bazin disipator; *6* — tubație de drenaj.

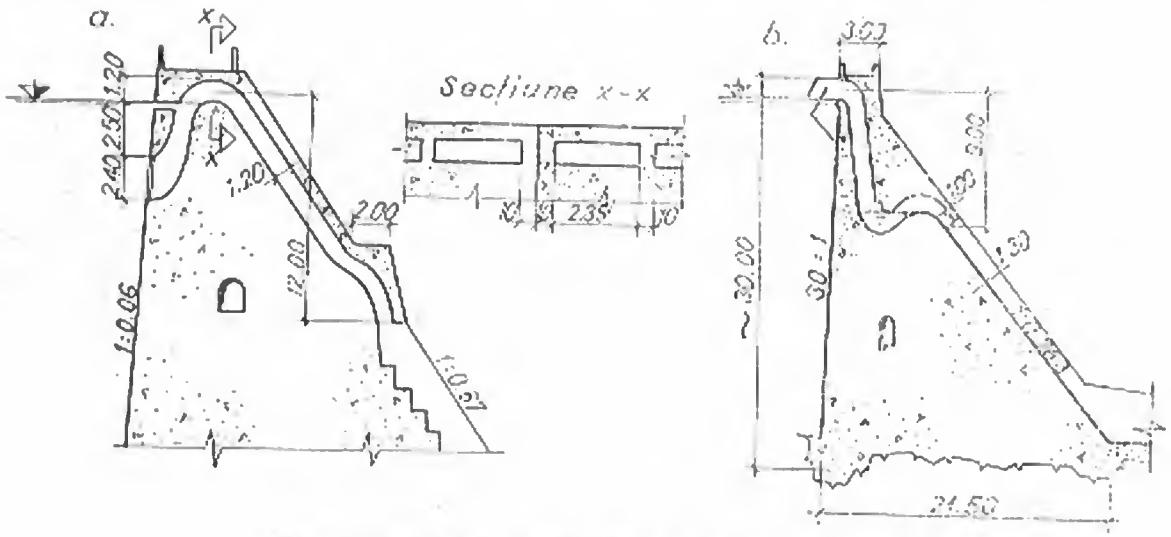


Fig. 9-28. Sifoane de descărcare la baraje înalte:
a — cu nas aruncător; *b* — cu cot pe traseu.

23. Recomandări constructive

Pornind de la cele trei dispoziții caracteristice din figura 9-29, se pot face o serie de recomandări constructive cu caracter general [10]:

— Secțiunea sifonului este bine să fie dreptunghiulară, pentru a împiedica formarea unui curent rotațional, dar cu vute în locul colțurilor pentru a nu apare vortexuri.

— De-a lungul sifonului secțiunea poate fi variabilă, divergentă spre aval pentru sifoane de cădere mică (sub 6,0 m), sau convergentă la cele de cădere mare (peste 8...9 m). Unghiul optim de divergență este de 8°30′ (fig. 9-29, *a*), pentru a micșora reducerea de cădere datorită energiei cinetice din aval. La sarcini mari, îngustarea asigură umplerea secțiunii de ieșire și evită dezamorsarea din aval (fig. 9-29, *b*). Uneori, în zona de debușare divergentă se prevăd tubații de aerare, pentru a preveni apariția cavitației.

— Înălțimea lamei de apă din amonte care produce amorsarea este de 1/3...1/5 din înălțimea gîtului sifonului. Dacă jocul de nivel corespunzător este prea mare, se poate asocia sifonul propriu-zis cu un sifon de proporții reduse, al cărui rol este preluarea variațiilor mici de debit și amorsarea mai rapidă a sifonului principal (fig. 9-29, *c*).

— Secțiunea de intrare este de 2...3 ori mai mare decît cea a gîtului, iar trecerea se face gradat pentru a permite accelerarea apei la amorsare și reducerea pierderilor de sarcină.

— Creasta deversantă și copertina în zona crestei se fac circulare, cu o rază de curbură ce respectă raportul $\frac{R}{t} = 2{,}5$. Dimensiunile minime sînt limitate de considerente constructive (modelarea tolei, decofrarea copertinei de beton armat etc.). Razele prea mari întîrzie amorsarea [11].

— Zona de intrare coboară sub nivelul normal din amonte cu 0,50...1,00 m, atît cît să împiedice înghețul sau pătrunderea aerului. Pentru a împiedica accesul plutitorilor se prevede un grătar rar.

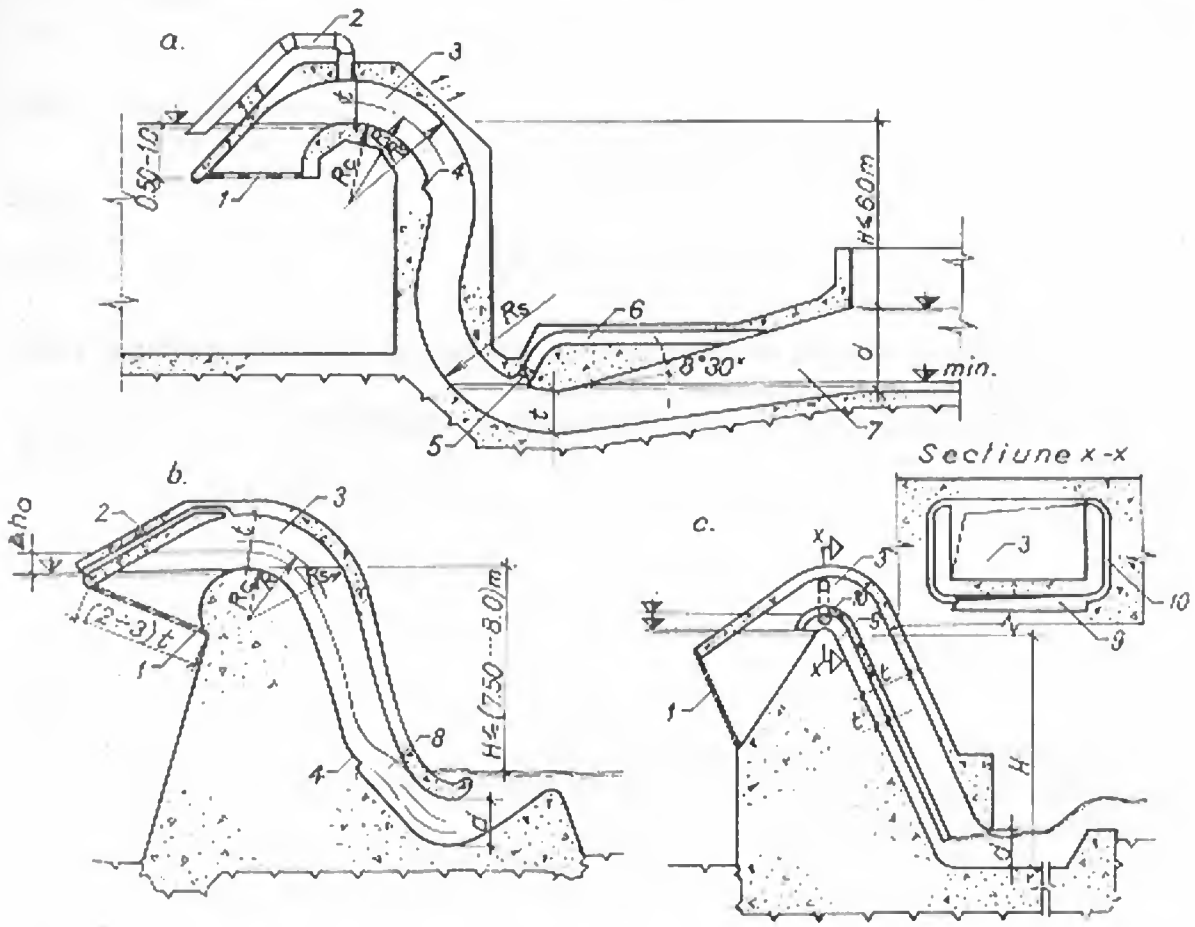


Fig. 9-29. Alcătuirea constructivă a descărcătorilor sifon:
a — cu aruncătoare și cot inferior; *b* — cu profil deversant obișnuit; *c* — cu sifon auxiliar de amorsare; *1* — grătar rar; *2* — tubații de aerare; *3* — gîtul sifonului; *4* — aruncător; *5* — ventil de aerisire; *6* — conductă de aer; *7* — difuzor; *8* — ieșire; *9* — sifon auxiliar; *10* — orificii de comunicare.

— Pentru dezamorsarea completă și rapidă se utilizează tubațiile de aerare, numite și orificii *Gregotti*. Aria tubațiilor trebuie să fie de cel puțin $\frac{1}{24}$ din aria gîtului sifonului [10].

— În cazul înecării sifonului într-un bazin disipator poate apare pericolul pătrunderii în sifon a aerului emulsionat din bazinul disipatorului. La proiectarea constructivă a unui sifon trebuie evitate secțiunile prea subțiri, pentru a înlătura intrarea în vibrație sau neetanșeitățile. Calculele statice se fac în două ipoteze, a presiunii maxime interioare, la funcționarea în sarcină și a depresiunilor maxime, care apar la amorsare și dezamorsare. La sifoanele de beton armat construcția se verifică la nefisurare. Conturul interior este bine să fie torcretat spre a fi apărat în cazul apariției cavitației.

— La lucrările importante funcționarea corectă a sifonului, la proporțiile alese, trebuie verificată prin încercări pe modele, care indică în același timp și capacitatea reală de descărcare.

24. Calculul hidraulic

În cazul unui sifon schematizat (fig. 9-30, *a*), considerînd fenomenul static, rezultă că pe fețele secțiunii *B—B* se exercită următoarele presiuni absolute:

$$p_1 = p_0 - \gamma h_1; \tag{31}$$

$$p_2 = p_0 - \gamma h_2, \tag{32}$$

unde:

h_1 — diferența de cotă dintre centrul de greutate al secțiunii superioare a sifonului și nivelul amonte;

h_2 — diferența de cotă dintre același punct și nivelul aval;

p_0 — presiunea atmosferică.

Curgerea în sifon se produce datorită diferenței de presiune Δp:

$$\Delta p = p_1 - p_2 = \gamma(h_2 - h_1) = \gamma H. \tag{33}$$

Viteza în secțiunea *B—B* este deci:

$$v = \sqrt{2gH}. \tag{34}$$

Calculul hidraulic propriu-zis constă în aplicarea ecuației lui Bernoulli de-a lungul unui fir de curent, între secțiunile de intrare și ieșire și determinarea vitezelor și presiunilor în fiecare punct.

Coeficientul de debit μ rezultă punînd relațiile sub forma:

$$H = \Sigma \zeta \frac{v^2}{2g}, \tag{35}$$

respectiv:

$$v = \frac{1}{\Sigma \zeta} \sqrt{2gH} = \mu \sqrt{2gH}. \tag{35'}$$

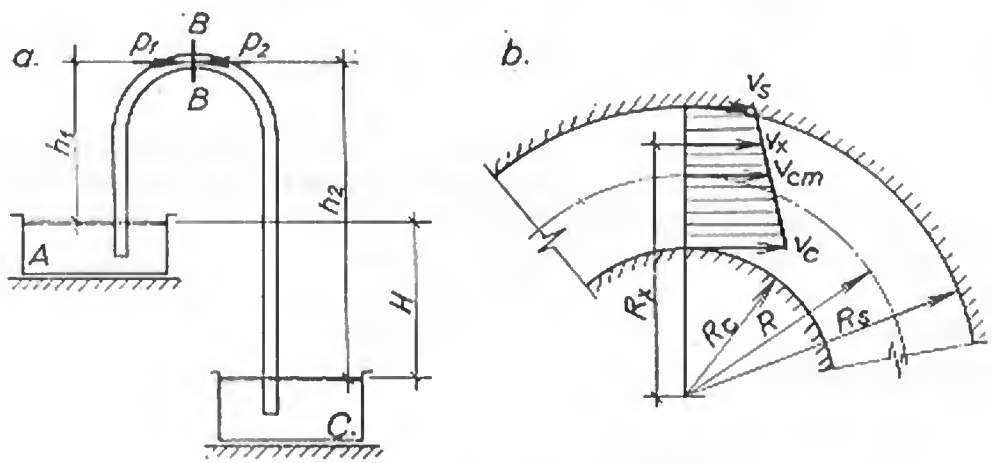


Fig. 9-30. Notații pentru calculul hidraulic al sifonului:
a — schemă de principiu; *b* — curgerea în jurul crestei deversante.

Raportînd viteza la secțiunea de la gît de înălțime (t) rezultă debitul specific sub forma:

$$q = \mu t \sqrt{2gH}. \tag{36}$$

Valorile coeficientului de debit μ (numit uneori și randament) variază în mod curent între 0,65 și 0,85. Ele sînt întabulate [10] în funcție de rapoartele $\frac{d}{t}$ și $\frac{R}{t}$, unde d este înălțimea secțiunii de ieșire și R, raza crestei deversante.

TABELUL 9-5

$\frac{d}{t}$	R/t				
	2,50	2,00	1,50	1,00	0,75
0,75	0,606	0,602	0,596	0,586	0,564
1,00	0,731	0,725	0,712	0,693	0,661
1,25	0,793	0,787	0,772	0,746	0,705
1,50	0,838	0,829	0,811	0,781	0,734
1,75	0,865	0,858	0,840	0,807	0,752
2,00	0,886	0,878	0,859	0,821	0,769
2,25	0,900	0,891	0,871	0,832	0,779
2,50	0,911	0,902	0,880	0,842	0,785

Depresiunea din secțiunea crestei se obține cu relația:

$$h_v = \frac{v_{cm}^2}{2g} + \frac{t}{2} + \sum h_r - \Delta h_a, \tag{37}$$

în care:

v_{cm} — viteza medie din secțiunea crestei;
t — înălțimea secțiunii la creastă;
$\sum h_r$ — suma pierderilor de sarcină de-a lungul sifonului, calculată ca în cazul conductelor sub presiune obișnuite;
Δh_a — înălțimea lamei de apă necesară amorsării sifonului.

Depresiunea maximă admisibilă este funcție de altitudinea amplasamentului, de temperatură și în general de presiunea atmosferică minimă la care poate lucra sifonul. Practic valoarea lui h_v nu trebuie să depășească circa 8 m, valoare la care se poate produce ruperea coloanei și dezamorsarea. Presiunea minimă absolută la creastă nu trebuie să fie mai mică de 2,5...2,8 m col. H_2O, pentru a se evita fenomenele de cavitație [12].

Un calcul complimentar se poate face asimilînd curgerea în jurul crestei cu un vîrtej potențial și calculînd debitul prin integrarea vitezei punctuale pe secțiunea de

la creastă. La curgerea în vîrtej vitezele elementelor de curent variază invers proporțional cu creșterea distanței de la centrul de rotație:

$$vR = ct. \tag{38}$$

Viteza va fi maximă la interiorul curentului, deci la creasta gîtului (fig. 9-30, *b*):

$$v_x R_x = v_c R_c,$$

sau

$$v_x = \frac{v_c R_c}{R_x}. \tag{39}$$

Debitul elementar dq al unui fir de curent de grosime dR_x rezultă:

$$\mathrm{d}q = \frac{v_c R_c}{R_x}\,\mathrm{d}R_x \tag{40}$$

și deci:

$$q = v_c R_c \int_{R_c}^{R_s} \frac{\mathrm{d}R_x}{R_x} = v_c R_c \ln \frac{R_s}{R_c}, \tag{40}$$

unde R_s este raza intradosului copertinei în zona gîtului.

Dacă viteza maximă este dictată de depresiunea admisibilă h_v, formula finală este:

$$q = \sqrt{2gh_v}\, R_c \ln \frac{R_s}{R_c}. \tag{41}$$

Uneori se poate lua cu aproximație în relația (41) $h_v = 0{,}7p_0/\gamma$ (p_0 fiind presiunea atmosferică). Dacă debitul specific astfel calculat rezultă mai mic decît cel din relația (36) se modifică dimensiunile preliminare alese pînă la realizarea egalității.

Acest procedeu de calcul dă rezultate destul de aproximative, putînd apare erori la aprecierea debitului specific de pînă la 40% față de rezultatele măsurătorilor din natură. Încercările pe modele sînt deci obligatorii la toate lucrările mai importante.

§ 6. DEVERSOARE CANAL

25. Domenii de aplicare

Deversoarele canal sînt descărcători situați în afara barajului, la racordul acestuia cu versanții sau pe unul din maluri. Deversarea se face într-un canal rapid care conduce debitele în albie (fig. 9-31, 9-32, 9-34). Astfel de descărcători sînt frecvent utilizați la barajele de pămînt sau anrocamente, unde deversarea apelor mari peste corpul barajului nu este posibilă. În figura 9-31 este prezentat deversorul canal preconizat într-o primă etapă la barajul *Leșu*, pe rîul Iad. Evacuarea apelor mari se face prin canalul rapid, amplasat pe versantul drept al văii, capabil să conducă un debit de 290 m^3/s.

Dacă în zona amplasamentului există albii naturale sau șei, situate la cote apropiate de nivelul retenției, amenajarea acestora ca deversoare canal devine foarte

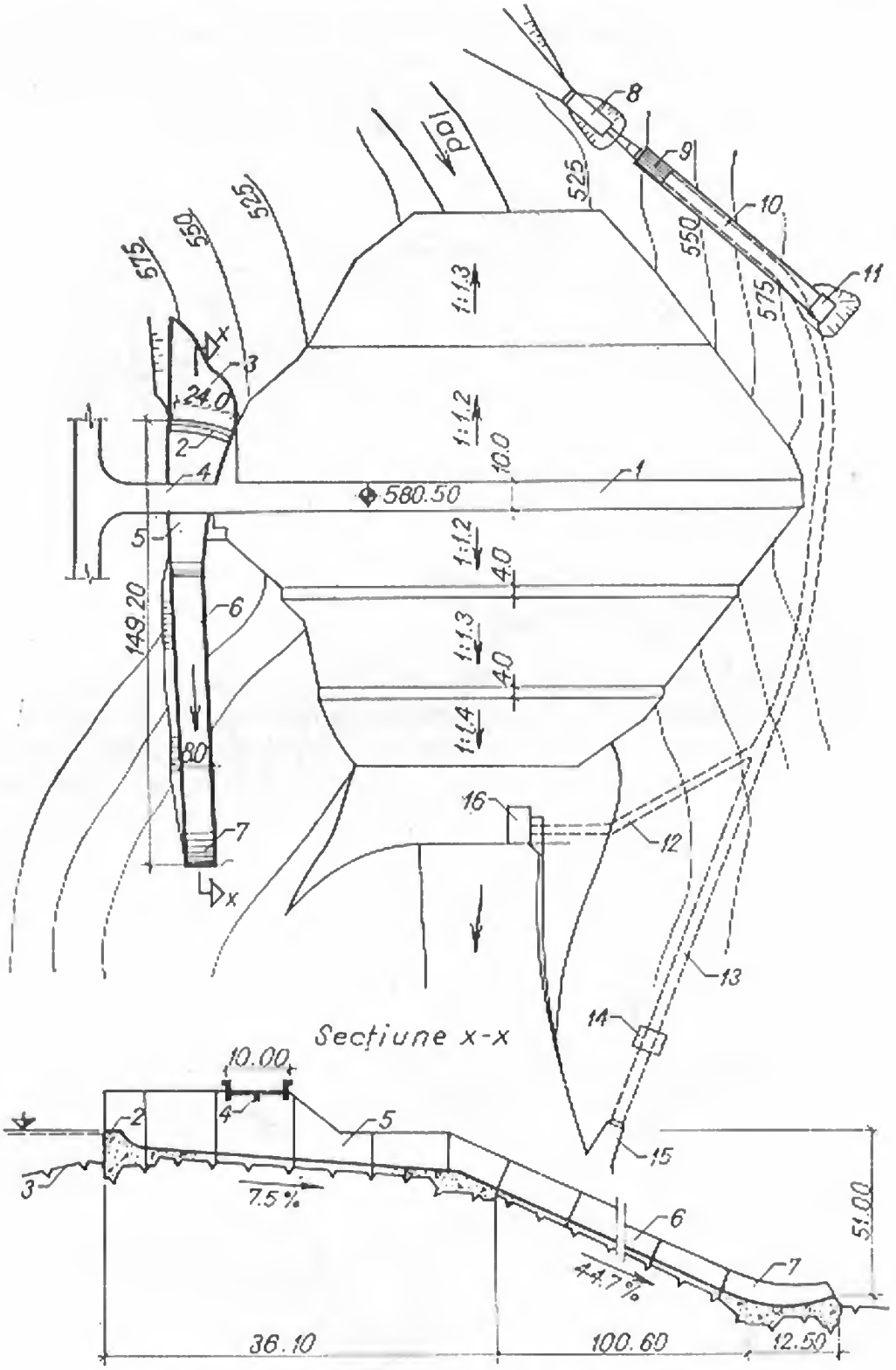


Fig. 9-31. Variantă de deversor canal la barajul Leșu:

1 — baraj de anrocamente; *2* — prag de intrare; *3* — excavație de acces; *4* — pod; *5* — tronson de racord; *6* — canal rapid; *7* — trambulină; *8* — priza golirii de fund; *9* — priza aducțiunii; *10* — plan înclinat; *11* — casa troliilor; *12* — galerie forțată; *13* — galerie de golire; *14* — casă de vane; *15* — portal de ieșire; *16* — centrală hidroelectrică.

economică, datorită volumului redus de lucrări (fig. 9-32). Cînd deversările sînt rare se poate păstra chiar albia neamenajată, marcînd doar secțiunea deversantă. În mod curent se realizează însă excavația de profilare a canalului, spre a evita înnămolirea albiei în aval, datorită transportului aluvionar prea intens.

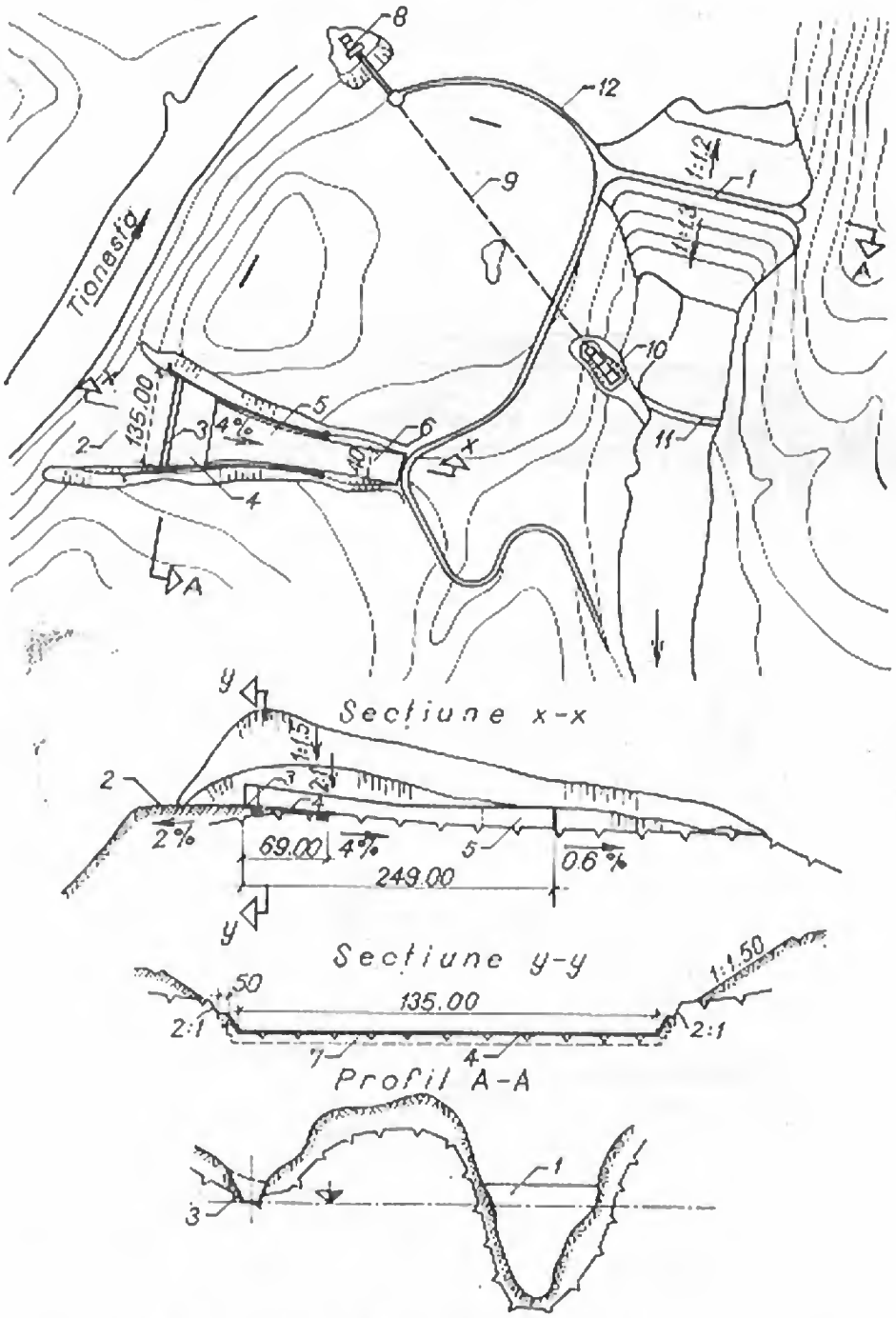


Fig. 9-32. Descărcătorii barajului Tionesta:

1 — baraj de anrocamente; *2* — excavație de profilare; *3* — prag fat; *4* — tronson căptușit; *5* — tronson fără căptușeală; *6* — trambulină; *7* — pinten amonte; *8* — priza golirii de fund; *9* — galerie de golire; *10* — disipator; *11* — batardou aval; *12* — drum de acces.

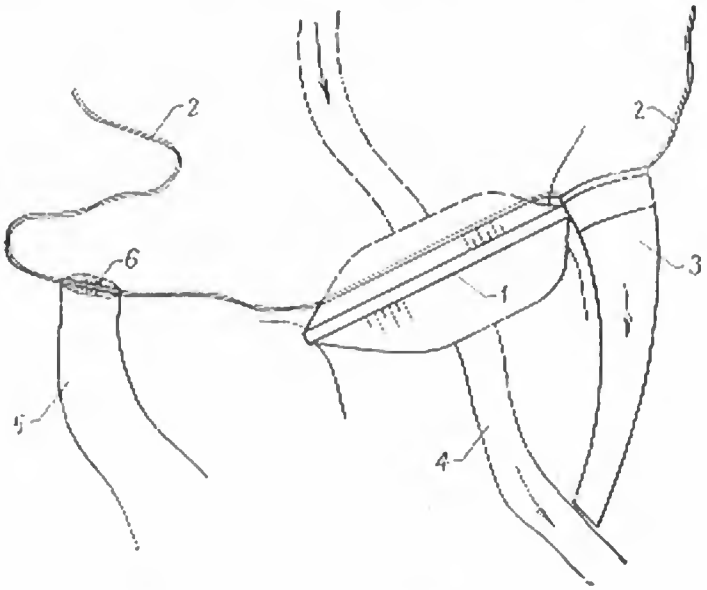


Fig. 9-33. Deversor canal de siguranță:
1 — baraj; *2* — conturul lacului; *3* — evacuator principal; *4* — vale principală; *5* — vale secundară; *6* — dig de închidere.

Legat de prezența albiilor sau șeilor la cote apropiate de cele ale coronamentului, în ultima vreme se preconizează amenajarea acestora ca descărcători de siguranță sau „fuzibili". Albia sau depresiunea naturală se utilizează drept rapid de descărcare, iar în zona intrării se prevede pragul deversant la cota nivelului maxim din lac, corespunzător evacuării debitului de calcul. În alte situații, în secțiunea de intrare se construiește un dig de închidere, cu coronamentul la cota nivelului de evacuare. Cînd acest nivel este depășit, apa deversează peste pragul deversant sau peste digul de închidere pe care îl spală și o parte din debit este evacuat pe canalul rapid (fig. 9-33).

Descărcătorii de siguranță se utilizează în două concepții [3]: fie numai ca siguranță în exploatare, mai ales cînd evacuatorul principal este echipat cu stavile care se pot bloca sau cînd sînt incertitudini asupra debitelor maxime; fie cînd de la bun început evacuatorul principal se prevede pentru 60...80% din debitul maxim, urmînd ca, la depășirea acestuia, să intre în funcțiune „fuzibilul". Se realizează în acest fel economii la investiții, justificate de altfel de atingerea foarte rară a debitelor maxime de calcul și verificare.

Amplasarea unui deversor canal este uneori indicată și pentru barajele de beton, acolo unde configurația terenului este favorabilă și condițiile geologice o permit, iar deversarea peste baraj nu este posibilă. Spre exemplu, în figura 9-34 este prezentat deversorul canal al barajului *Tarnița* de pe Someș. Descărcarea peste barajul arcuit în albie, nu este posibilă datorită centralei amplasate la piciorul aval. Evacuarea apelor mari (circa 500 m^3/s) se face prin canalul rapid, a cărui intrare sprijină pe umărul drept al barajului.

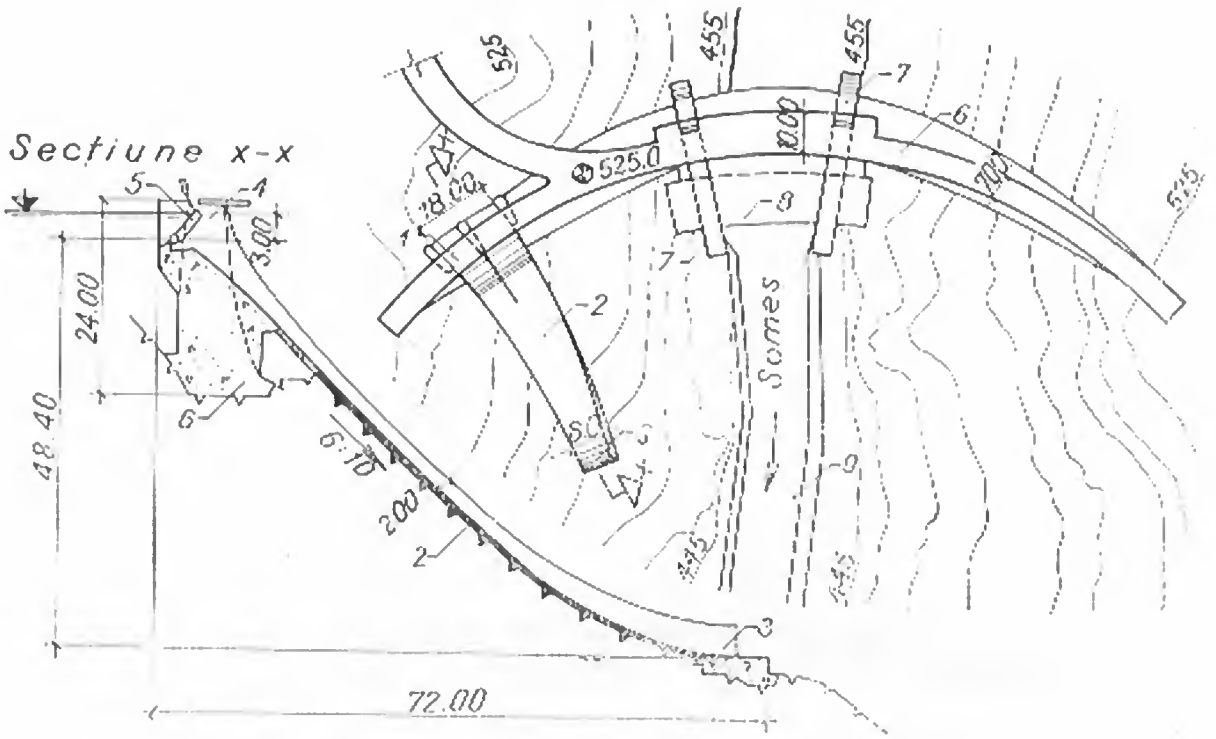


Fig. 9-34. Descărcător de suprafață la barajul Tarnița:
1 — zonă deversantă; *2* — canal rapid; *3* — trambulină; *4* — pilă; *5* — clapetă; *6* — baraj; *7* — descărcător intermediar; *8* — centrală hidroelectrică; *9* — albie regularizată.

26. Dispoziția generală

Amplasarea unui deversor canal pe teren este legată de considerente topografice, hidraulice și economice. Zona de intrare trebuie să asigure un acces normal și ușor al apei spre deversare și o încărcare uniformă pe metru liniar. Totodată excavațiile de profilare trebuie să fie minime și fără consolidări speciale ale taluzurilor săpăturii. La alegerea traseului canalului se caută să se exploateze depresiunile terenului sau porțiunile cu pante uniforme.

În același timp se ține seama că scurgerea se face de cele mai multe ori în regim supercritic ($v > 30$ m/s), dînd naștere unor forțe dinamice mari. Schimbările de direcție generează în aceste condiții zone staționare, vîrtejuri, supraînălțări importante. Se caută ca porțiunile curbe impuse de teren să fie plasate în porțiunea imediat aval de intrare, unde vitezele sînt încă mici. Dacă în zona de accelerare a curgerii se impun totuși viraje, radierul canalului capătă o denivelare în secțiune transversală, ca în figura 9-35. Determinarea proporțiilor canalului curb se face prin încercări pe modele, singurele care pot furniza elementele necesare proiectării [12].

Cînd se evacuează debite foarte mari traseul se menține obligatoriu rectiliniu. Uneori se fragmentează canalul de evacuare în lățime, prin intermediul unor pereți interiori care evită apariția zonelor staționare sau a vîrtejurilor, datorită cărora se

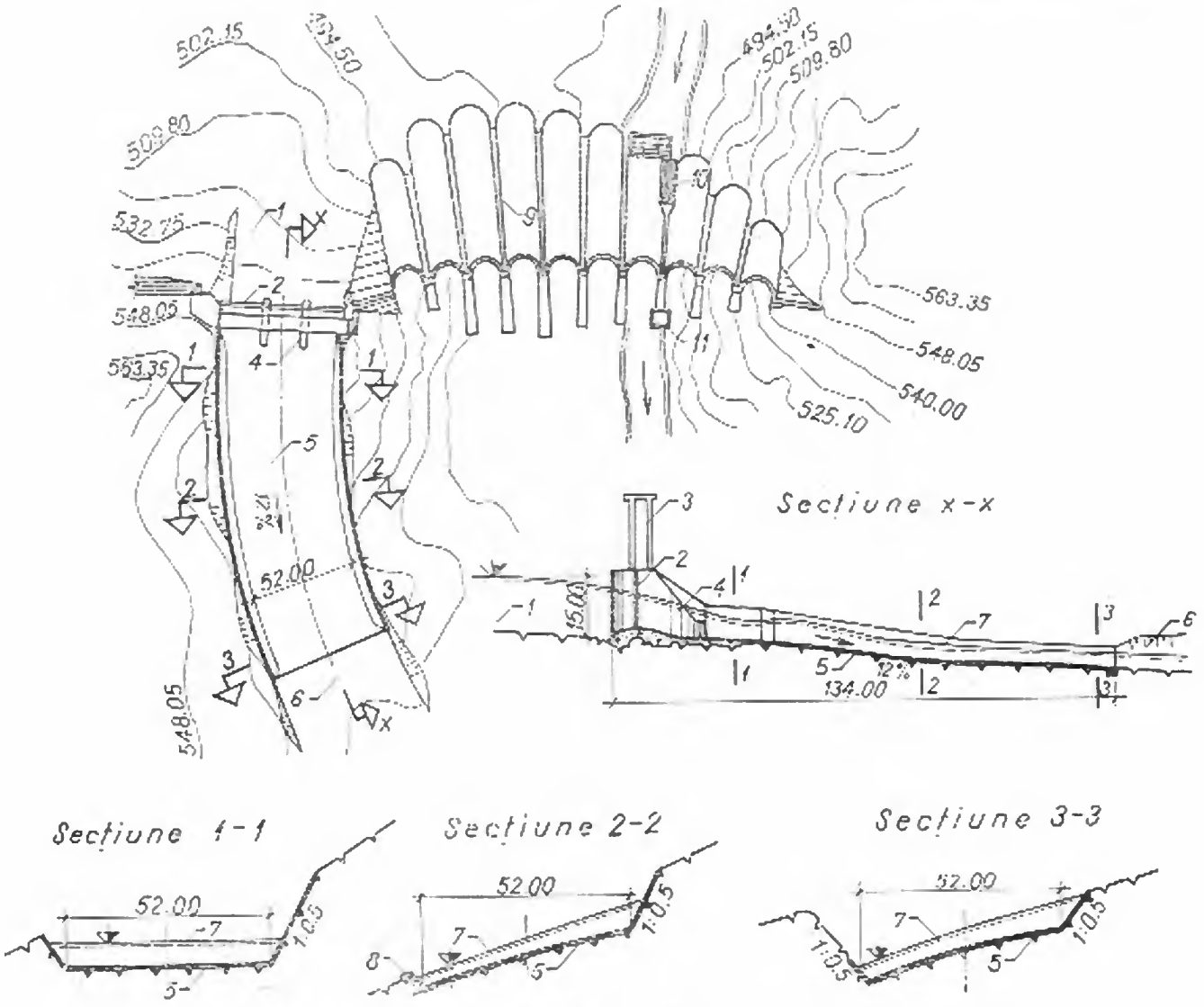


Fig. 9-35. Deversor canal cu tronson curb:

1 — excavație de acces; *2* — prag cu stavile; *3* — casă de manevră; *4* — pilă; *5* — canal rapid căptușit; *6* — tronson necăptușit; *7* — nivelul apei la debitul de calcul (4 800 m³/s); *8* — zid de sprijin; *9* — baraj; *10* — priză de apă; *11* — casă de vane.

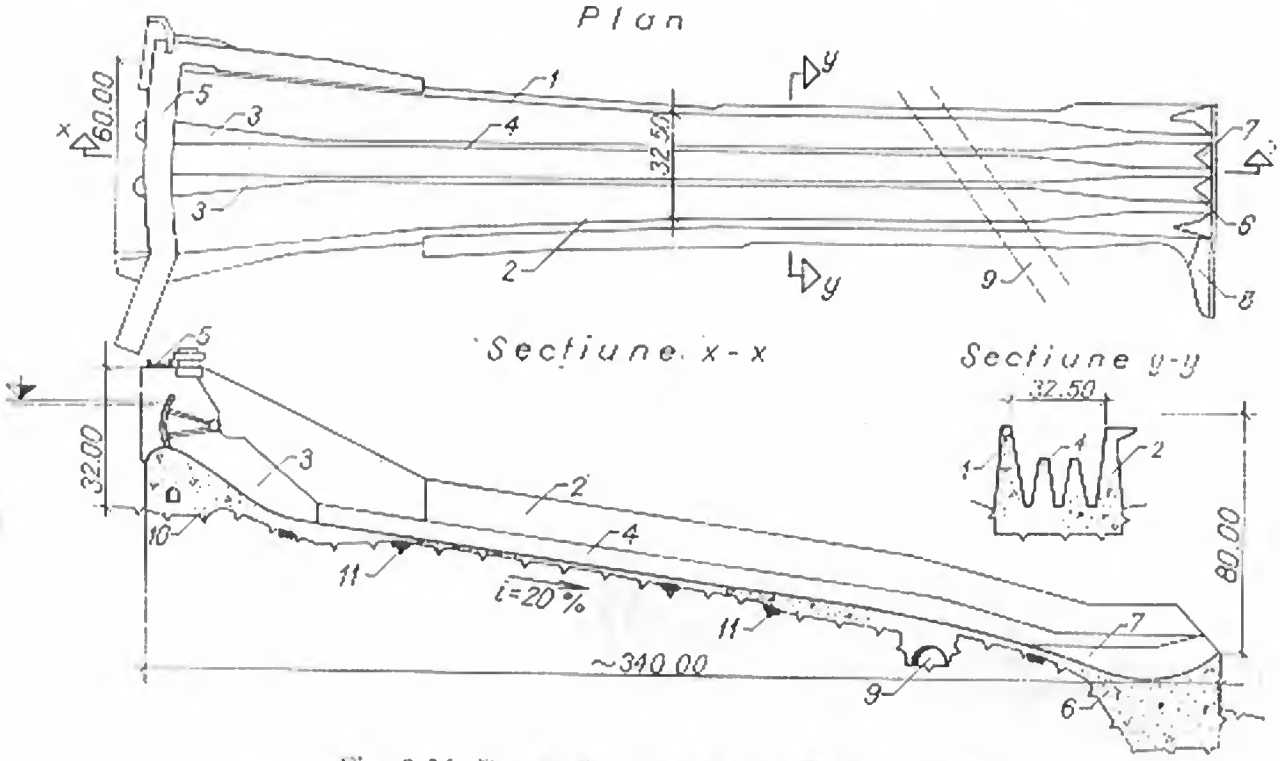


Fig. 9-36. Descărcătorul barajului Derbendi-Khan:
1 — zid-culee; *2* — zid de gardă; *3* — pilă; *4* — perete intermediar; *5* — pod; *6* — aruncătoare; *7* — deflector; *8* — aripă de închidere; *9* — tunel de acces; *10* — prag deversant; *11* — drenuri colectoare.

micșorează capacitatea de evacuare [11]. Ca ilustrare, în figura 9-36 este prezentat deversorul canal care evacuează apele mari de la barajul *Derbendi-Khan* (Irak). Cei aproape 11 300 m^3/s sînt conduși în aval, pe o diferență de nivel de 80 m, de cele trei compartimente în formă de V.

În general, orice deversor canal este alcătuit din: zona de acces; pragul deversorului; rapidul de descărcare și racordul cu rîul (v. fig. 9-31).

27. Zona de acces și pragul deversor

Zona de acces constă dintr-o excavație realizată în fața pragului de intrare, de cele mai multe ori neprotejată, care pătrunde în lac cu o formă evazată, pentru a colecta și dirija apa către prag.

Pragul poate fi realizat sub forma unui prag lat, care marchează intrarea (fig. 9-37, *b*), sau ca profil deversant clasic (fig. 9-37, *a*). În plan, pragul este drept, cu orientarea normală pe axul canalului, sau curbiliniu.

Traseul drept se alege pentru praguri late. Conturul curb mărește frontul de intrare, vitezele scad și se evită antrenarea plutitorilor și a gheții. Se asigură și un racord cu excavația de profilare din amonte (v. fig. 9-31).

Lungimea pragului se stabilește printr-un calcul tehnico-economic. Pentru o cotă impusă a nivelului normal de retenție înălțimea barajului crește pe măsură

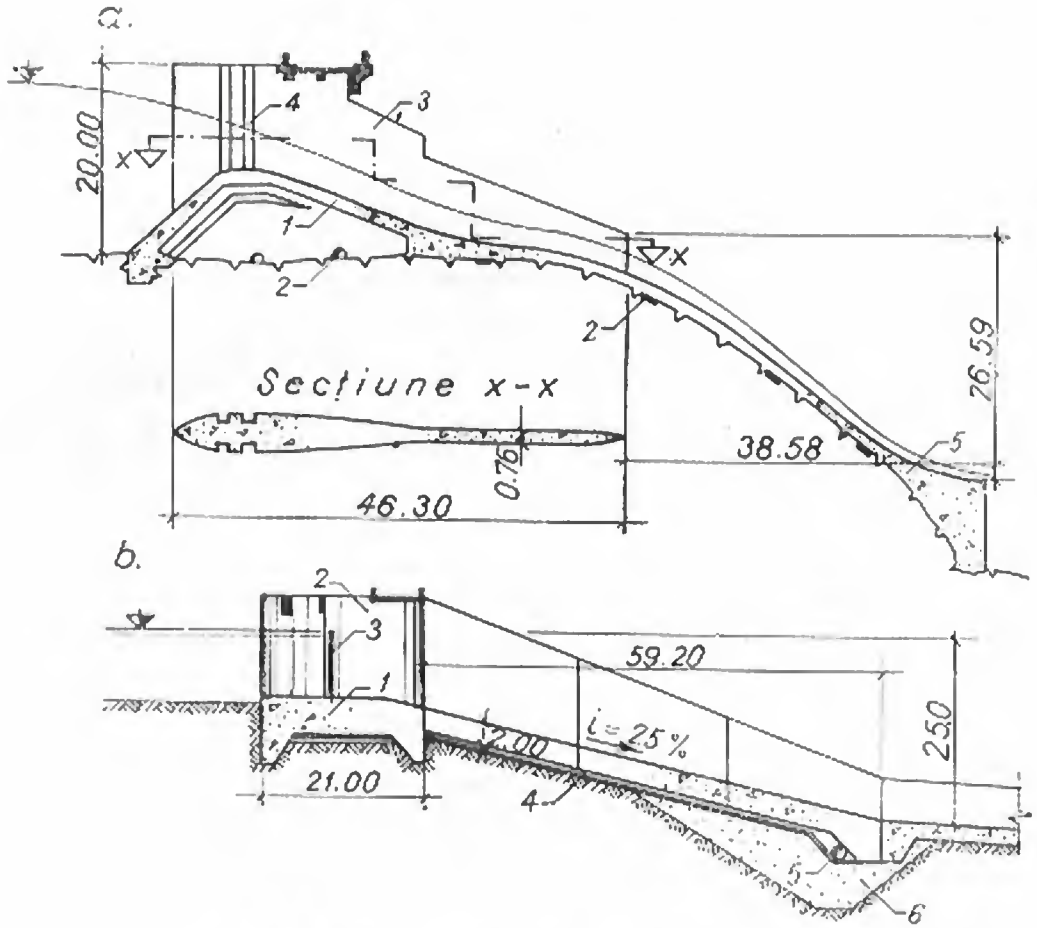


Fig. 9-37. Profile longitudinale prin deversorul canal:
a — cu profil deversant; *1* — creastă; *2* — dren; *3* — pilă; *4* — stavilă; *5* — aruncătoare; *b* — cu prag lat; *1* — prag de beton; *2* — pilă; *3* — stavilă; *4*—filtru invers; *5*—tubaţie de drenaj; *6*—pat de umplutură.

ce frontul de intrare este mai redus. Uneori intrarea este echipată cu stavile (fig. 9-37) şi în acest caz nivelul retenţiei se poate ridica de la cota crestei la cota părţii superioare a stavilei, fără a supraînălţa barajul. Investiţia în stavile este justificată cînd un metru suplimentar de retenţie asigură volume mari de apă, mai ales în cazul barajelor de pămînt sau anrocamente, la care acest spor ar necesita volume suplimentare mari. Utilizarea stavilelor prezintă însă inconveniente în exploatare, legate de manevrarea părţilor mobile şi deci adoptarea lor trebuie făcută cu discernămînt.

28. Canalul rapid

Conducerea debitelor în albie se realizează prin excavarea unui canal artificial care urmăreşte panta terenului. Pentru ca scurgerea pe canal să fie cît mai uniformă, tronsonul de intrare (cînd nu este prevăzut cu stavile) se execută sub forma unei pîlnii,

care se îngustează treptat. Zona de convergență are lungimi de 15...25 m și pante mai reduse.

Rapidul propriu-zis are pante mai mari, de ordinul a 5...12‰, viteza de curgere depășind viteza critică. Secțiunea transversală poate fi trapezoidală sau dreptunghiulară și este de obicei constantă în lungul canalului.

În terenuri nestîncoase pereții laterali se execută sub formă de ziduri de sprijin masive. Cînd canalul este pozat la rocă, taluzul săpăturii se protejează cu beton de 30...50 cm grosime. Fundul canalului se căptușește cu un radier din plăci de beton de (4 × 4...12 × 12) m, cu grosimea minimă de 0,30...1,00 m. Plăcile se armează constructiv cu plase din bare cu diametrul mai mare de 10 mm și cu procente de armare de 0,3...0,5%. Ele se execută cu rosturi transversale și longitudinale, pentru a evita fisurarea din contracție, variații de temperatură sau tasări diferențiate. Rosturile transversale pot fi cu cep (fig. 9-38, *a*) sau cu ranforsă și pinten (fig. 9-38, *b*). Rosturile longitudinale fiind mai puțin solicitate se realizează printr-o îmbinare în jumătate (fig. 9-38, *c*).

Dacă, în urma tasărilor diferențiate la rosturi, apar în canal suprafețe expuse presiunii stagnante a apei, se poate produce smulgerea unei dale și apoi, succesiv, a tuturor dalelor situate în aval de ea. De aceea, pintenii dalelor se plasează în amonte, după cum se indică în figura 9-38, *e*. Sub radier se dezvoltă forțe de subpresiune însemnate, provocate de infiltrația din canal sau din lacul de acumulare. Efectul de ridicare a plăcilor este sporit și de depresiunile care apar pe canal, datorită vitezelor mari de curgere. De aceea, se recomandă prevederea unei rețele de drenaj sub radier. La execuția lucrărilor trebuie acordată o atenție deosebită finisării suprafețelor udate deoarece, la viteze mari de curgere, în dreptul asperităților pot apare fenomene de cavitație [11].

Dacă panta este abruptă, iar terenul nestîncos, trebuie să se verifice prin calcul stabilitatea la alunecare a întregii construcții sau a unei părți a ei, împreună cu terenul, pe suprafețe de alunecare cilindrice. În calcul trebuie considerată și înmuierea terenului datorită infiltrației.

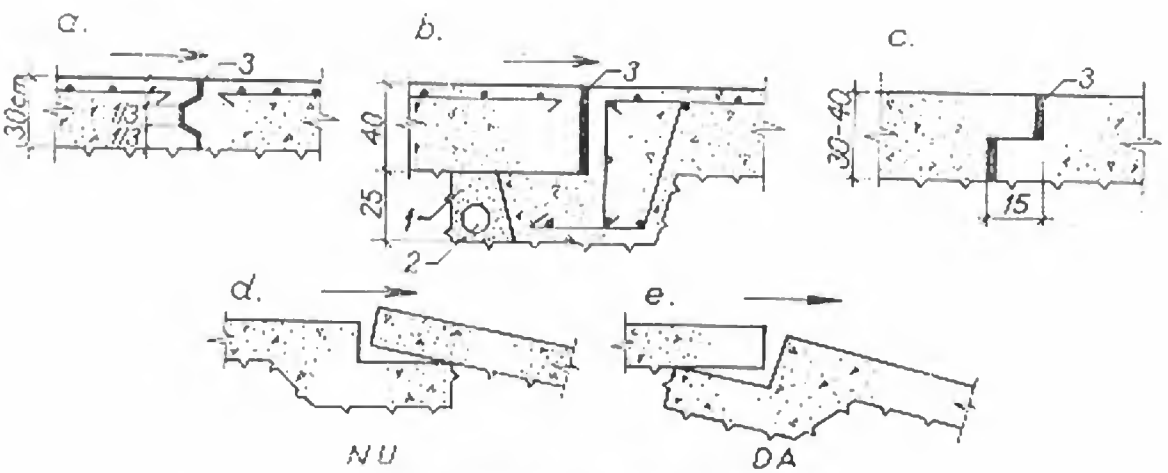


Fig. 9-38. Rosturi între dale:

a — rost transversal cu cep; *b* — rost transversal cu pinten; *c* — rost longitudinal; *d* — dispoziție greșită; *e* — dispoziție corectă; *1* — cuib drenant; *2* — tubație; *3* — mastic bituminos.

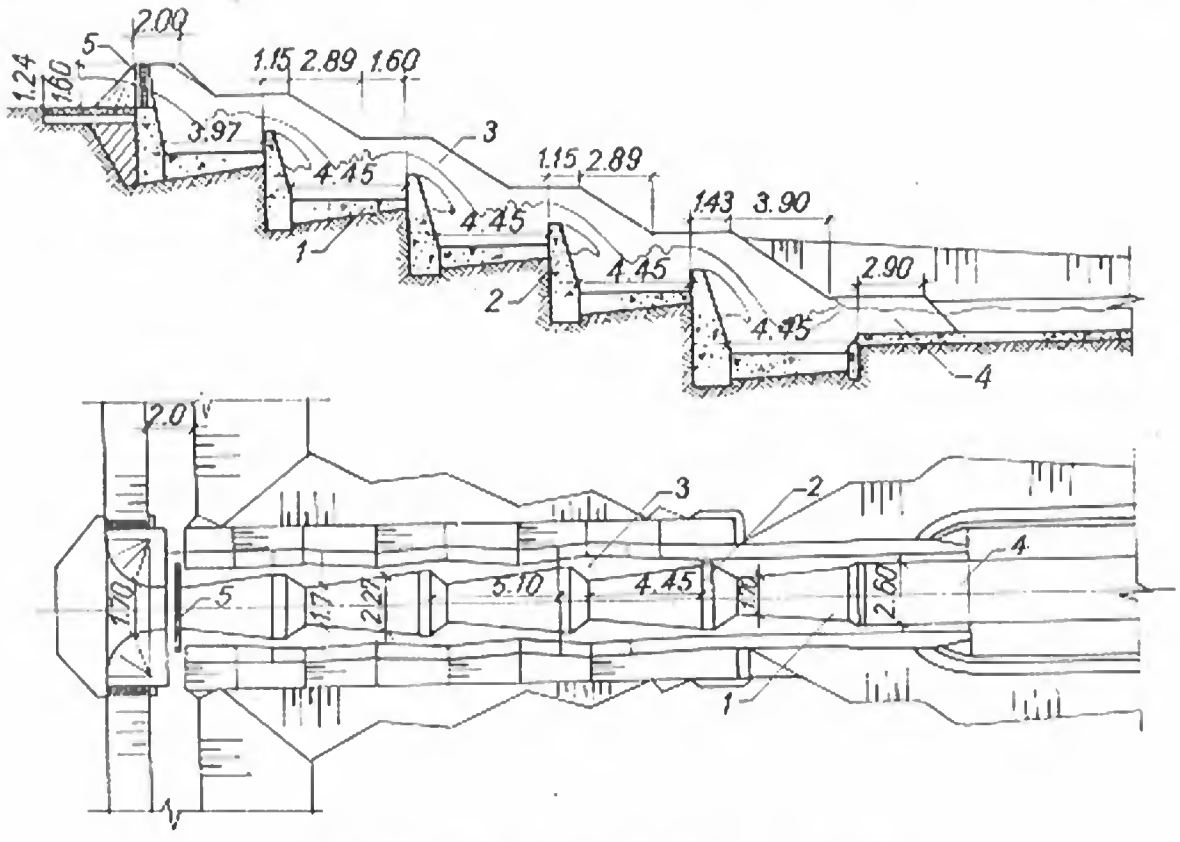


Fig. 9-39. Descărcător cu trepte multiple:
1 — bazin intermediar; *2* — prag; *3* — zid de gardă; *4* — cameră de liniștire; *5* — stavilă.

În cazul rocilor foarte dure se poate elimina protecția de beton, dar se mărește secțiunea transversală a canalului corespunzător măririi rugozității. Soluția se adoptă în urma unei comparații tehnico-economice.

Dacă panta versantului pe care este plasat canalul este foarte mare, vitezele de curgere depășesc valorile maxime admisibile și este necesară disiparea unei cantități mari de energie. Pentru o soluționare economică este indicată utilizarea unei cascade cu trepte multiple (fig. 9-39). Fiecare treaptă reprezintă un bazin disipator pentru cota parte din cădere care îi revine. În felul acesta vitezele rămîn aproape constante în lungul dispozitivului de descărcare (2...3 m/s) [12]. Lungimea treptelor este de cel puțin două ori mai mare decît înălțimea de cădere pe o treaptă.

Cînd geologia versantului este nefavorabilă înscrierii canalului rapid, sau cînd ar fi necesare volume prea mari de excavații pentru pozarea lui, se poate adopta o soluție cu galerie pentru descărcarea în aval. O dispoziție curentă este aceea a descărcătorului adoptat în final pentru barajul *Vidra-Lotru* (fig. 9-40). Curgerea pe tunel se face cu nivel liber, dar la alte lucrări s-au admis și curgeri sub presiune. În acest caz sînt necesare verificări privind transportul plutitorilor și al gheților.

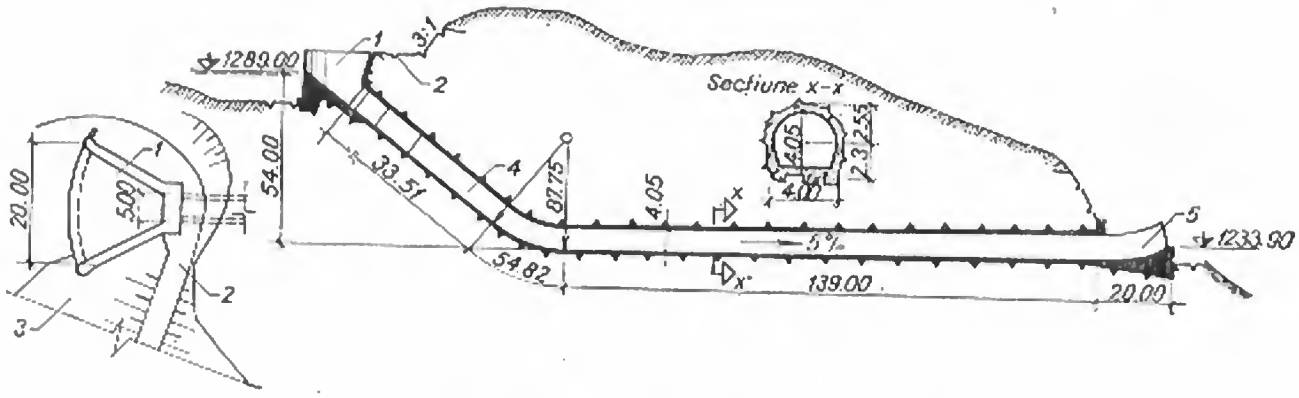


Fig. 9-40. Deversor tunel la barajul Vidra:
1 — portal de intrare; *2* — drum de coronament; *3* — baraj; *4* — galerie de evacuare; *5* — trambulină.

29. Racordul cu rîul

Debușarea debitului evacuat în albie se realizează fie printr-un disipator de energie, care înecă saltul hidraulic (fig. 9-41), fie de pe o trambulină aruncătoare (v. fig. 9-31, 9-32, 9-34).

Trambulina aruncătoare este soluția cea mai economică, însă adoptarea ei se face numai cînd zona de impact nu pericliteză construcțiile aval și cînd patul albiei este stîncos. În zona de racord canalul se evazează în plan, pentru a etala lama și a micșora debitul specific (fig. 9-41). Este bine ca atît trambulina cît și pragul disipatorului să fie prevăzute cu deflectori, pentru a împrăștia vîna de apă descărcată.

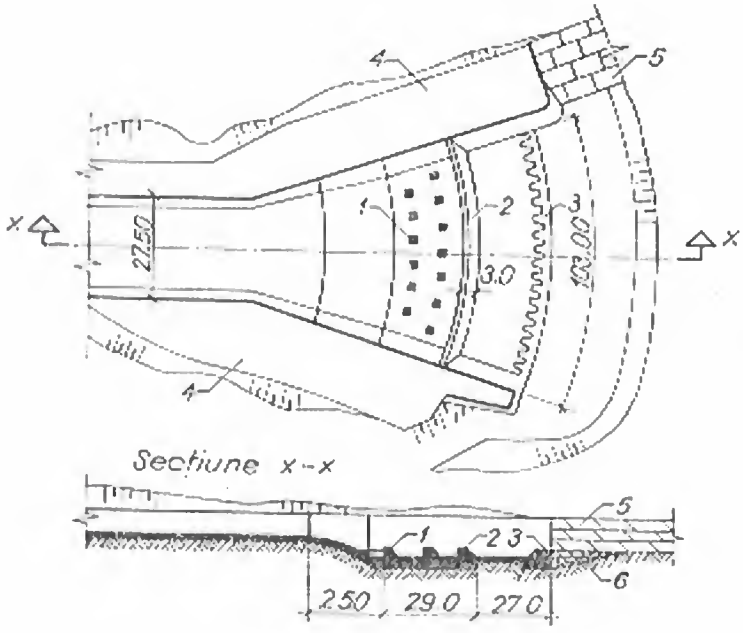


Fig. 9-41. Disipator la debușarea în riu:
1 — dinți; *2* — prag terminal; *3* — prag șicanat; *4* — platformă laterală; *5* — albie regularizată; *6* — blocaj de anrocamente.

30. Calculul hidraulic

Lungimea pragului de intrare deversant se stabileşte în funcţie de debitul evacuat, cu formulele de la deversorii frontali. Efectul contracţiei se apreciază şi în funcţie de forma excavaţiei de acces realizată.

Pe tronsonul de racord, variaţia secţiunii transversale se determină printr-un calcul de mişcare gradual variată, impunînd de obicei condiţia înălţimii constante a apei pe canal [13]. Înălţimea medie de curgere într-un canal rapid se determină prin aplicarea simultană a legii continuităţii şi a conservării energiei. Cînd în canal pot apare zone staţionare sau de vîrtejuri, ca urmare a schimbărilor de direcţie sau a accidentelor de curgere, în aplicarea legii continuităţii trebuie considerată numai aria efectivă de curgere [11]. Determinarea acestei înălţimi dictează în final cota pereţilor laterali ai canalului. Se menţionează că datorită vitezelor foarte mari apare efectul aerării curentului, care produce supraînălţări însemnate ale apei. Aerarea începe din straturile superioare, cu turbulenţă mărită şi se propagă apoi în toată masa curentului. Evaluarea ei prin încercări pe modele nu este posibilă.

Unii autori [13] recomandă calculul înălţimii de curgere în condiţii de aerare prin aplicarea formulelor clasice ale curgerii pe canale, modificînd corespunzător coeficientul λ_r al pierderilor de sarcină longitudinale:

$$\lambda_{ra} = \lambda_r \left[1 + 3\left(\frac{Q_{aer}}{Q_{apă}}\right)^2\right] \tag{42}$$

în care:

λ_{ra} — coeficientul pierderilor de sarcină longitudinale în condiţii de aerare;

Q_{aer} — debitul de aer antrenat;

$Q_{apă}$ — debitul de apă evacuat.

Se apreciază că:

$$\frac{Q_{aer}}{Q_{apă}} = 0{,}075 \sqrt{F_r - F_{r_*}}, \tag{43}$$

în care

$$F_r = \frac{v^2}{g h_m}, \text{ iar } F_{r_*} = 45, \tag{44}$$

unde:

v^2 — viteza de curgere;

h_m — adîncimea medie a curentului neaerat.

Aerarea se ia în considerare numai cînd $F_r > F_{r_*} = 45$.

Normele americane [11] indică o metodă de calcul mai exactă, bazată pe observaţii efectuate la construcţii executate. Pentru calcule preliminare se indică determinarea adîncimii de curgere pe canal h şi a grosimii stratului în care se găseşte numai

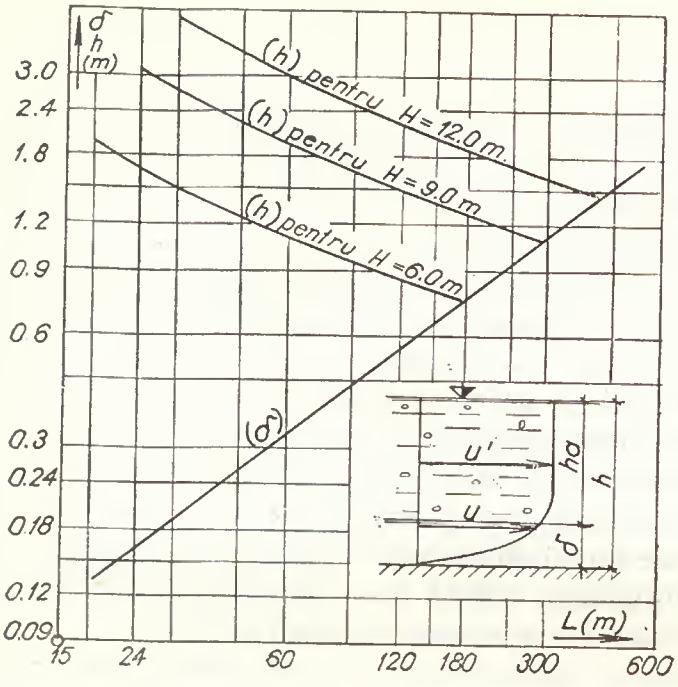


Fig. 9-42. Diagramă pentru determinarea adîncimii de curgere pe canal h și a grosimii δ pe un canal rapid.

faza lichidă δ cu ajutorul diagramei prezentate în figura 9-42, în funcție de lungime și de căderea canalului. Pierderea de sarcină pînă într-o secțiune i se determină cu relația:

$$\Delta h_i = H\frac{\delta_i}{5h_i}, \tag{45}$$

unde H este căderea corespunzătoare.

Pe baza aplicării legii lui *Bernoulli* se determină viteza de curgere și apoi înălțimea apei în canal. Se recomandă ca, în cazul cînd în canal există pile sau pereți de dirijare, să se considere un plus de înălțime egal cu 25% din înălțimea de curgere în condiții neaerate. Garda față de nivelul calculat se alege între 0,60 și 1,50 m, funcție de proporțiile și importanța descărcătorului.

§ 7. DEVERSOARE LATERALE

31. Domenii de aplicare

Deversoarele laterale sînt descărcători la care creasta deversantă este plasată în lungul versantului, paralel cu partea superioară a canalului de descărcare. Debitul deversează spre peretele opus, se întoarce cu 90° și apoi se scurge spre canalul sau galeria de evacuare (fig. 9-43). Se disting trei elemente caracteristice: pragul deversant, canalul colector și canalul sau galeria de evacuare.

Descărcarea apelor mari prin deversoare laterale se adoptă, în general, la barajele de pămînt sau de anrocamente situate în văi cu versanți abrupți, care urcă

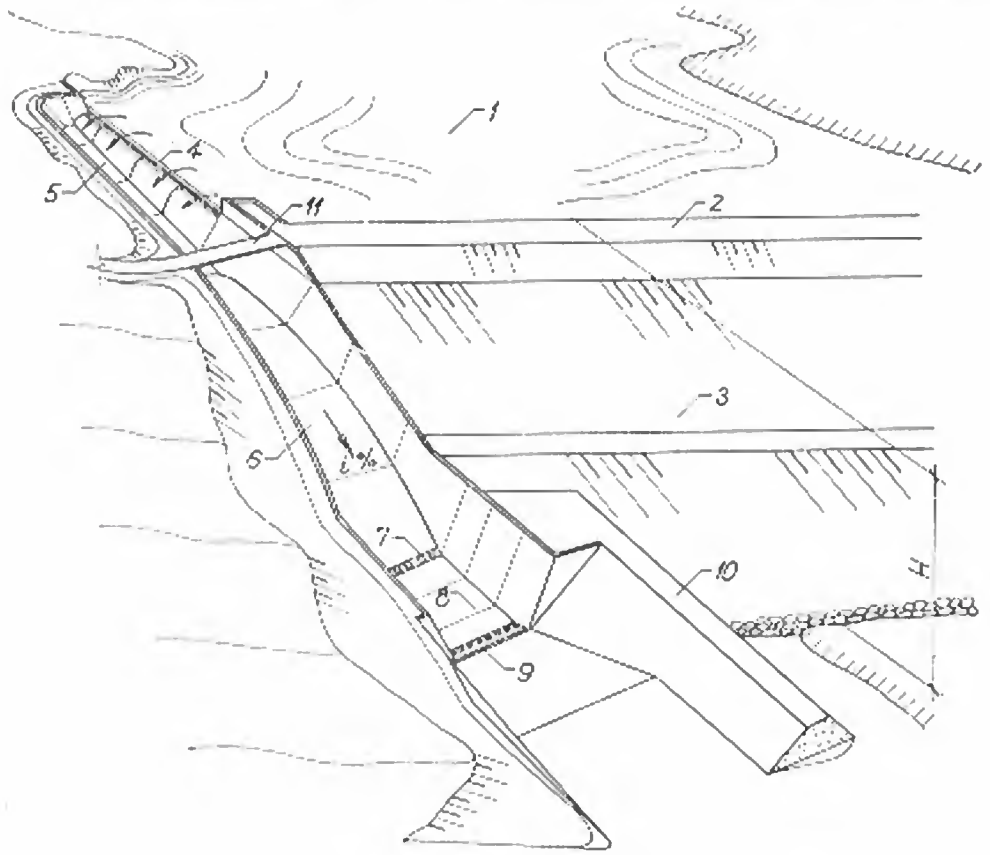


Fig. 9-43. Alcătuirea unui deversor lateral:
1 — lac; *2* — coronamentul barajului; *3* — paiament aval; *4* — creastă deversantă; *5* — canal colector; *6* — canal rapid; *7* — deflectori; *8* — bazin disipator; *9* — prag şicanat; *10* — dig lateral; *11* — pasarelă.

mult peste cota coronamentului. Cînd deversarea frontală nu este posibilă, iar realizarea unui deversor canal rezultă neeconomică, se execută deversoare laterale şi pentru alte tipuri de baraje.

Din cauza mişcării turbulente, a impactului şi vibraţiilor din canalul colector, nu se admite însă execuţia deversoarelor laterale decît pe rocă sănătoasă.

Deşi are o eficienţă hidraulică redusă şi costul soluţiei este destul de ridicat, este indicat să se analizeze adoptarea unui deversor lateral cînd:

— se urmăreşte o lamă deversantă redusă şi deci un front mare de deversare;

— se urmăreşte dirijarea curgerii către o galerie existentă în vecinătate (fig. 9-47).

În figura 9-44 este prezentat deversorul lateral preconizat ca primă variantă de descărcare a apelor mari la barajul *Vidra-Lotru.* Se remarcă lungimea mare — 35 m — pe care creasta deversantă se duce paralel cu versantul, spre amonte, pentru a putea colecta cei 170 m^3/s. Versanţii fiind foarte abrupţi, deversorul s-a aşezat la racordul umărului stîng al barajului. Apa deversată este condusă spre aval de un canal rapid, terminat cu o trambulină aruncătoare.

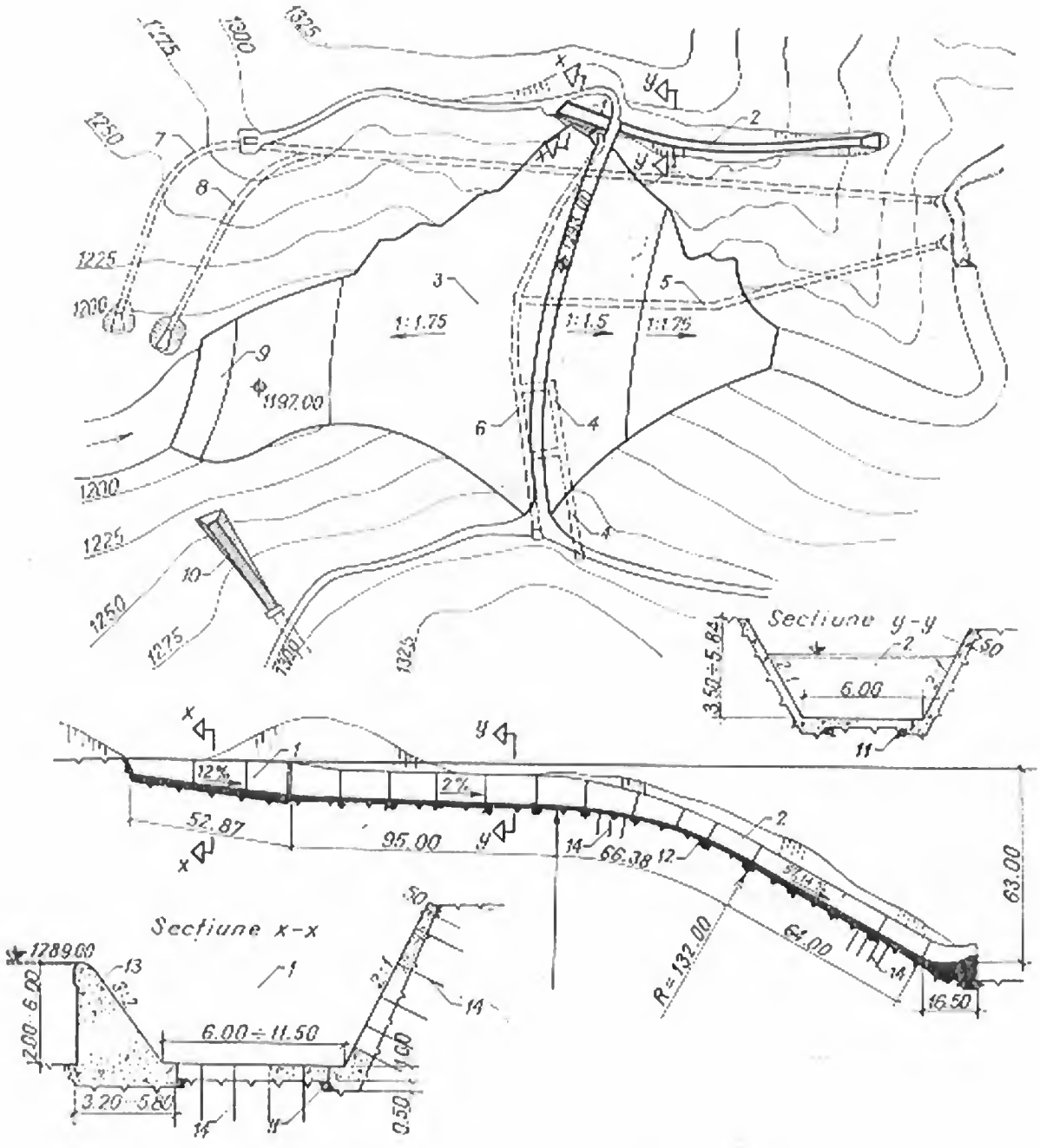


Fig. 9-44. Variantă de deversor lateral la barajul Vidra:

1 — canal colector; *2* — canal rapid; *3* — baraj; *4* — galerie de drenaj; *5* — galerie de evacuare; *6* — galerie de injecții; *7* — golire de fund; *8* — galerie de deviere; *9* — batardou amonte; *10* — priză; *11* — tubații de drenaj; *12* — drenaj transversal; *13* — prag masiv; *14* — ancore betonate.

32. Calculul hidraulic

Dimensionarea unui deversor lateral privește în special canalul colector, care este aproape independent de celelalte elemente componente ale descărcătorului. Pragul deversant se realizează cu profilul practic, urmărind coeficienți de debit cît mai mari, la fel ca la deversoarele frontale. Din formula deversorului se determină lungimea frontului necesar.

Calculul colectorului se bazează pe teorema impulsului, admițînd că singurele forțe care produc mișcarea apar prin căderea nivelului apei în direcția curgerii. Ipoteza presupune că energia apei deversate în colector este disipată de înecarea și amestecul cu curentul din canal și nu contribuie la mișcarea în lungul canalului [10].

Pentru o lungime elementară Δx (fig. 9-45) forțele de inerție de la începutul lungimii, la care se adaugă forțele exterioare, sînt egale cu forțele de inerție de la sfîrșitul lungimii. În secțiunea din amonte există viteza v și debitul Q. În secțiunea din aval viteza $v + \Delta v$ și debitul $Q + q\Delta x$, unde q este debitul specific al deversorului. Mișcarea fiind uniformă, forțele exterioare sînt egale cu rezistența datorită frecărilor — γVJ — unde V este volumul situat în conturul de control, iar J este panta suprafeței libere.

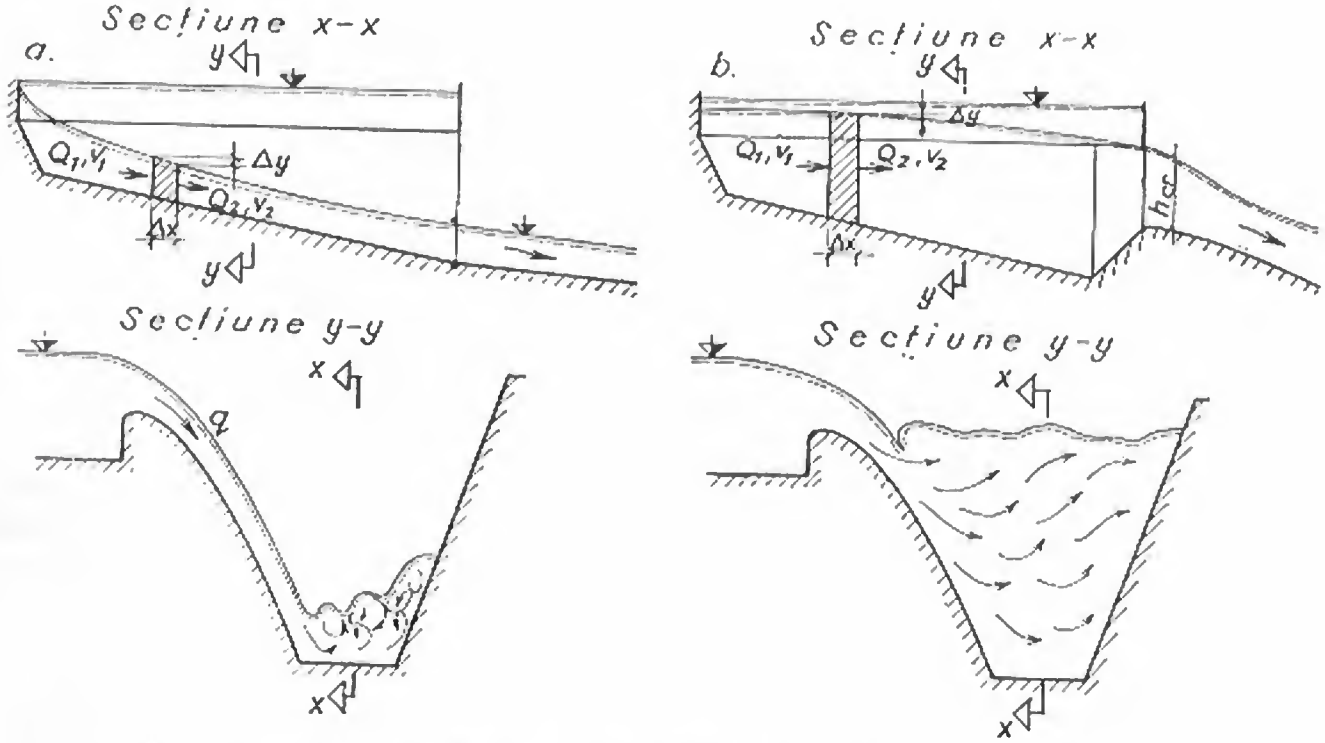


Fig. 9-45. Curgerea în zona canalului colector:
a — în regim rapid; *b* — în regim lent.

În baza acestor ipoteze rezultă:

$$\frac{\gamma Q v}{g} + \gamma V J = \frac{Q + q\Delta x}{g}(v + \Delta v). \tag{46}$$

Dacă se exprimă:

$$V = \left(Q + \frac{q\Delta x}{2}\right)\Delta t; \tag{47}$$

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{v + \frac{\Delta v}{2}}; \tag{48}$$

$$J = \frac{\Delta y}{\Delta x}, \tag{49}$$

și se efectuează operațiunile, rezultă:

$$\gamma\left(Q + \frac{q\Delta x}{2}\right)\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{\gamma Q \Delta v}{g\Delta x}\left(v + \frac{\Delta v}{2}\right) + \frac{\gamma q}{g}(v + \Delta v)\left(v + \frac{1}{2}\Delta v\right). \tag{50}$$

Notînd cu indicele (1) viteza și debitul din secțiunea de intrare și cu indicele (2) aceleași elemente din secțiunea de ieșire, se poate exprima căderea de nivel din canal pe porțiunea Δx cu una din formulele:

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g}\frac{v_1 + v_2}{Q_1 + Q_2}\left[(v_2 - v_1) + v_2\frac{Q_2 - Q_1}{Q_1}\right]; \tag{51}$$

$$\Delta y = \frac{Q_2}{g}\frac{v_1 + v_2}{Q_1 + Q_2}\left[(v_2 - v_1) + v_1\frac{Q_2 - Q_1}{Q_2}\right]. \tag{51'}$$

În acest mod se poate determina suprafața liberă a apei din canal pentru niște proporții admise, luînd succesiv lungimi finite Δx de la un punct în care adîncimea de curgere este controlată. Valoarea lui Δy rezultă din încercări, avînd cunoscute Δx, Q_1 și Q_2 precum și înălțimea de curgere într-una din secțiuni. Alegerea punctului de plecare în calculul suprafeței libere este esențială.

Pentru a asigura curgerea în lungul colectorului, panta fundului are valori mari, depășind panta critică. Dacă nu există o secțiune de control la racordul cu canalul de evacuare, regimul va fi rapid, cu înălțimi de curgere sub cea critică (fig. 9-45, *a*). Punct de plecare va fi secțiunea amonte. Viteza în colector va fi însă mare, iar diferența de nivel între apa din lac și cea din canal produce de asemenea viteze mari ale lamei deversante. Amestecul celor doi curenți se face turbulent, generînd valuri, vîrtejuri și vibrații, iar curgerea din canal este deviată spre malul opus.

Aceste fenomene au fost evidențiate și de încercările hidraulice efectuate pentru varianta de deversor lateral preconizată la barajul *Negovanu*. În figura 9-46 se prezintă cîteva rezultate ale încercărilor efectuate [14], care evidențiază ruloul de curgere care consumă o parte din secțiunea colectorului.

La deversorul lateral de la barajul de anrocamente *Gozna* capacitatea de evacuare a colectorului a fost mărită prin prevederea unei deschideri echipată cu sta-

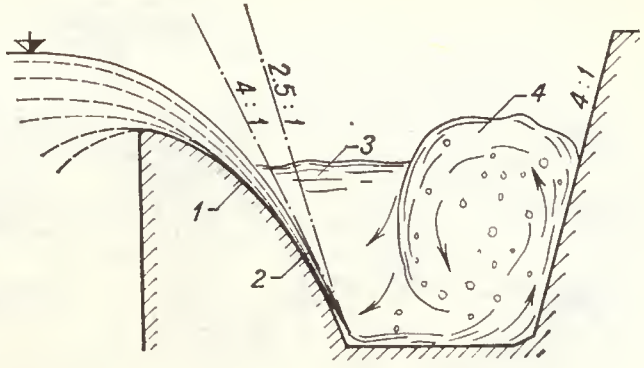


Fig. 9-46. Structura curgerii în canalul colector:
1 — profil practic; *2* — lamă submersată; *3* — curent longitudinal; *4* — rulou.

vile, prin care apa are acces frontal în secțiunea din amonte. La ridicări parțiale, jetul produs asigură antrenarea ruloului în sensul curgerii și evită înecarea deversorului.

Aceste fenomene fac ca în proiectare să se urmărească menținerea unui regim lent în colector, cu înălțimi de curgere mari. Se evită în acest fel turbulența excesivă în canalul și galeria de evacuare, care ar accentua aerarea curentului sau vibrațiile.

Regimul lent se poate realiza în zona colectorului fie printr-un prag în secțiunea aval (fig. 9-45, *a*), fie printr-o îngustare la racordul cu canalul de evacuare (fig. 9-47). În această secțiune de control se va realiza înălțimea critică de curgere h_{cr}. Determinînd pierderea de sarcină datorită micșorării de secțiune $\left(\text{în general } \Delta h_l = 0{,}2\,\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}\right)$, se găsește prin ecuația *Bernoulli* înălțimea de curgere în avalul colectorului și apoi se poate determina cu relația (51) nivelul suprafeței libere a apei. Cota fundului colectorului se determină din condiția ca la debitul maxim deversorul să rămînă neînecat. Se asigură în acest fel o difuzare bună a apei deversate, iar curgerea va fi lină, fără fenomene neplăcute.

Calculul hidraulic al canalului sau galeriei de evacuare se efectuează conform principiilor arătate anterior.

33. Elemente constructive

Pragul deversant, trasat sub forma unui profil practic, se execută din beton masiv, fundat pe rocă. Calculul de rezistență se face ca la barajele de greutate deversante. La lungimi mari, frontul poate fi fragmentat prin pile intermediare. Uneori pragul este echipat cu stavile, reducînd supraînălțările din lac la trecerea viiturilor (fig. 9-47).

Canalul colector are secțiunea transversală trapezoidală, păstrînd lățimea la fund constantă. Mărirea capacității de transport, corespunzătoare variației debitului colectat, se face prin panta fundului. În condiții speciale se poate prevedea și variația lățimii la bază. Proporțiile secțiunii sînt dictate de condițiile de deversare și de racordul cu versantul. Cînd raportul dintre lățime și adîncime este mare (fig. 9-48, *a*), înălțimea de curgere este redusă și difuzarea apei deversate se face dificil. Optimul hidraulic se realizează cînd acest raport este minim, lățimea la bază rezultînd din condițiile de execuție (gabaritul utilajelor) (fig. 9-48, *b*).

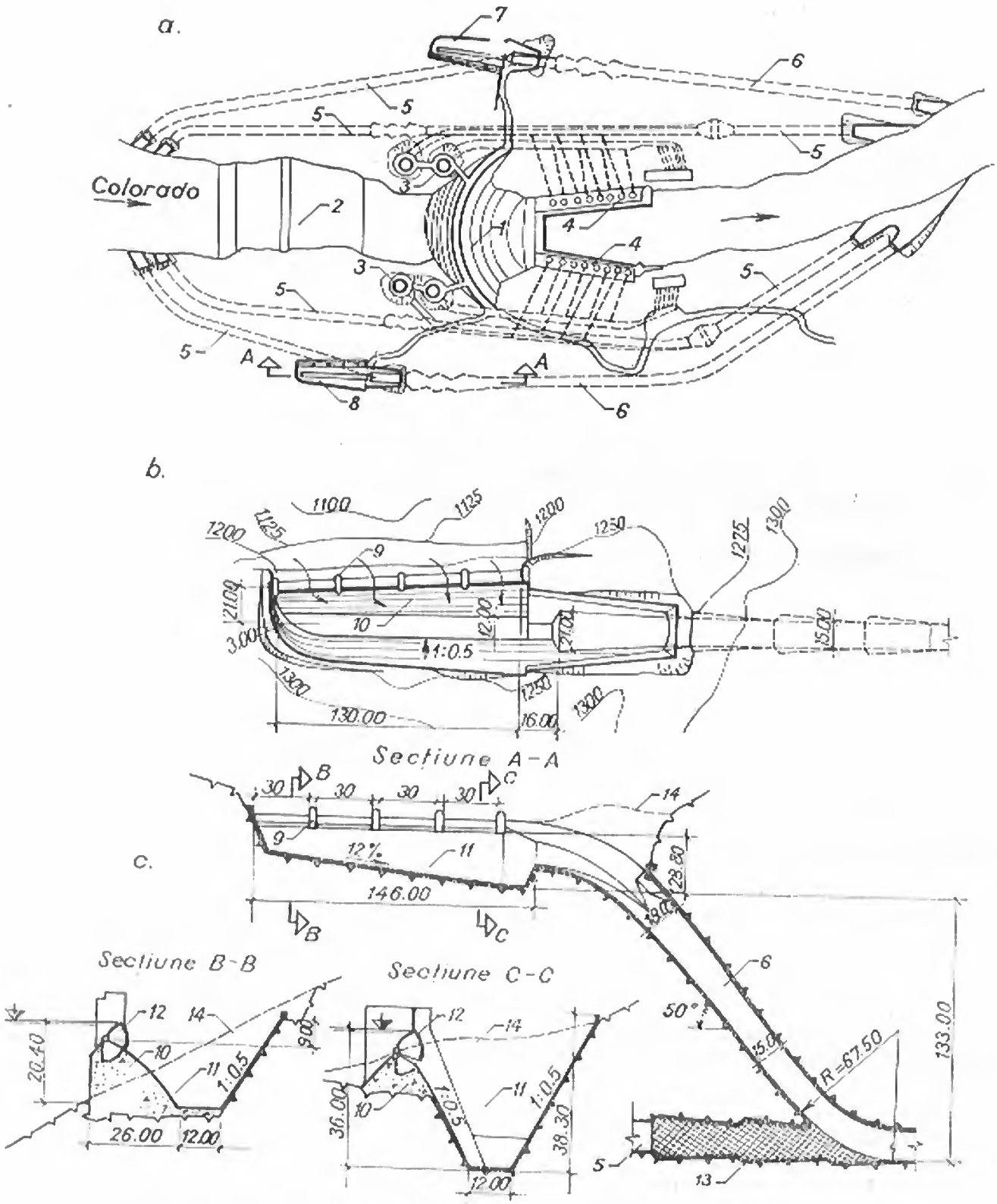


Fig. 9-47. Descărcătorii barajului Boulder:

a — dispoziție în plan; *b* — vedere în plan a deversorului lateral mal drept; *c* — secțiuni caracteristice; *1* — baraj; *2* — batardou amonte; *3* — turn de priză; *4* — centrală hidroelectrică; *5* — galerie de deviere; *6* — galeria descărcătorului; *7* — deversor lateral mal sting; *8* — deversor lateral mal drept; *9* — pilă; *10* — profil deversant; *11* — canal colector; *12* — stavilă sector; *13* — dop de beton; *14* — linia terenului natural.

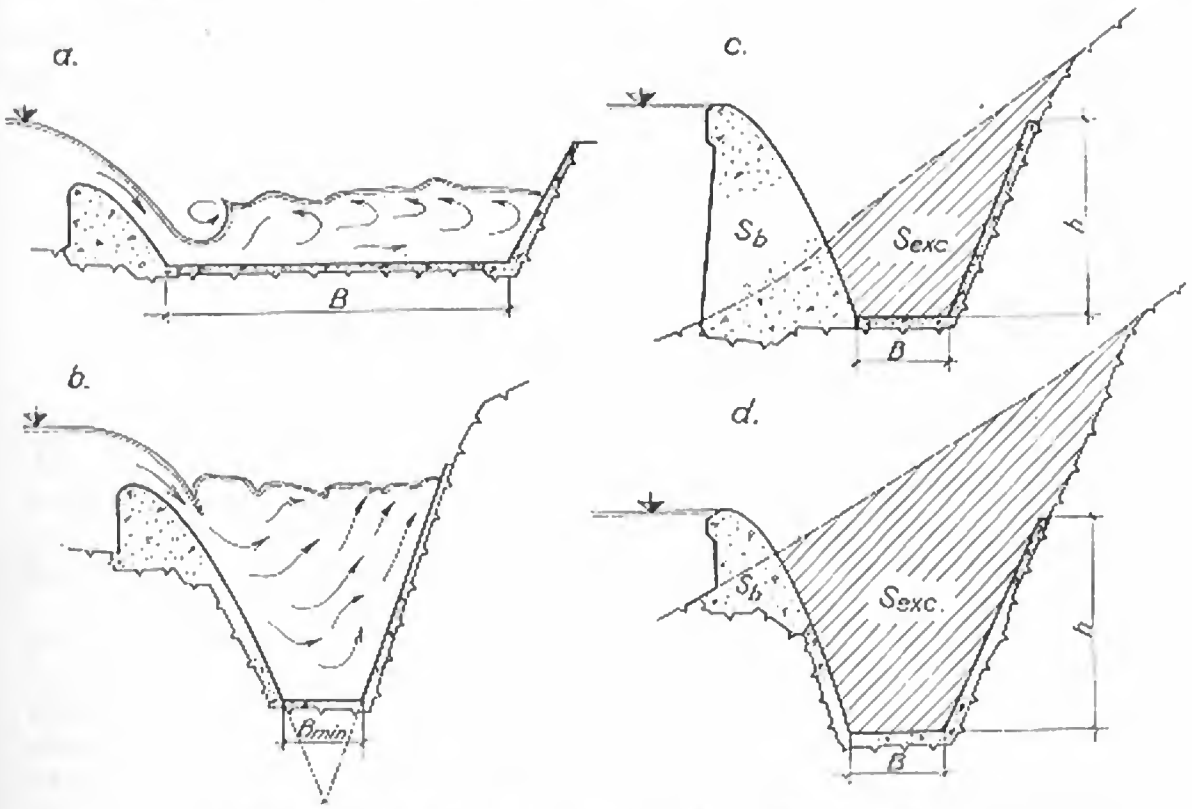


Fig. 9-48. Variante de dispunere a canalului colector:
a — cu lățime la bază mare; *b* — cu lățime la bază redusă; *c* — cu excavație minimă; *d* — cu excavație mare.

Înscrierea în versant se poate face fie cu excavații minime, dar cu un volum de beton mare în pragul deversant (fig. 9-48, *c*), fie cu excavații mari și reducerea corespunzătoare a volumului de beton (fig. 9-48, *d*). Soluția economică este aceea pentru care suma costurilor pentru excavații și betoane este minimă. Este însă necesară verificarea stabilității versantului, care ar putea fi compromisă prin executarea unei tranșee prea adînci la baza lui.

Pentru a asigura un regim lent de curgere în canalul colector trebuie găsită combinația de prag sau strîmtorare aval și pantă longitudinală, care să dea înălțimea maximă de curgere, fără să înece deversorul de intrare. Spre exemplu, încercările făcute pentru deversorul barajului *Boulder* au indicat ca optimă prevederea unui prag în secțiunea de racord cu galeria și în același timp o îngustare care să compenseze zona ocupată de lama deversantă (v. fig. 9-47). Pentru o soluție rațională trebuie studiate mai multe variante de lățime la bază, pantă și secțiune de control din care să se aleagă soluția economică.

Canalul rapid, care evacuează debitul spre albie, se realizează cu aceleași dispoziții constructive ca la deversoarele canal. Cînd înscrierea canalului de evacuare nu se poate face în condiții economice, evacuarea apei din canalul colector se face printr-o galerie. Deseori, executarea galeriei este indicată cînd se poate utiliza parțial fosta galerie de deviere. După terminarea execuției barajului, zona amonte se betonează sau se închide cu dopuri de beton și se amenajează zona de debușare, corespunzător noilor debite ce se evacuează. Astfel de galerii s-au amenajat pentru cele două deversoare laterale ale barajului *Boulder*, capabile de un debit de 2×5650 m^3/s.

În funcție de dimensiunile sale și de debitul evacuat, galeria poate funcționa cu nivel liber sau sub presiune. Funcționarea sub presiune pentru întreaga gamă de debite evacuate este mai indicată, deoarece, în acest caz, evacuarea plutitorilor este asigurată, iar în curent nu apar vibrații și cavitație.

§ 8. DEVERSOARE PÎLNIE

34. Generalități

Deversoarele pîlnie sînt descărcători situați în afara corpului barajului, la care apa trece peste o creastă deversantă circulară, cade printr-un puț vertical sau înclinat și apoi se scurge printr-o galerie (conductă) orizontală sau cu pantă redusă (fig. 9-49, 9-50, 9-52, 9-53). Ele se adoptă de obicei în situațiile în care nu este posibilă deversarea peste construcția de retenție, îndeosebi la barajele de pămînt și de anrocamente.

În figura 9-49 este prezentat deversorul pîlnie realizat la barajul *Paltinul*. Deși barajul este de beton, de tip arcuit, deversarea frontală în albie nu a fost posibilă datorită prezenței centralei hidroelectrice imediat în aval. Profitînd de existența terasei de la malul stîng, pîlnia deversantă s-a amplasat în această zonă sub forma unei construcții aeriene de circa 30 m înălțime. Se realizează astfel un acces favorabil la deversare, după care apa urmează traseul: puț vertical, galerie și disipator aval. Pentru economicitatea soluției s-a utilizat fosta galerie de deviere din timpul execuției ca evacuator permanent, prin mărirea diametrului de la 5,50 la 5,90 m și betonarea unui dop în zona de racord a cotului. Prin descărcător se asigură evacuarea unui debit de 730 m^3/s sub o cădere de 95 m, ceea ce îl situează printre cei mai mari din lume.

Un alt deversor pîlnie executat în România, la un baraj de pămînt, este cel de la *Vida—Dobrești* (fig. 9-50). Deși la o cădere mică și un debit evacuat de 100 m^3/s, soluția este interesantă prin combinarea construcțiilor de evacuare. Pe versantul drept s-a prevăzut conducta de beton pentru devierea apelor la execuție, care în final s-a transformat în galeria deversorului pîlnie, realizat ca o construcție turn. Conductele de golire s-au pozat ca tubații metalice în radierul conductei.

În general, evacuarea prin deversori pîlnie devine avantajoasă cînd: în amplasament valea este îngustă, cu versanți abrupți, ceea ce face ca pozarea altui tip de descărcător să fie dificilă și scumpă; galeria sau conducta de deviere poate fi amenajată ca deversor pîlnie; lama de apă la deversare trebuie să fie redusă și să rețină viituri însemnate, ceea ce este posibil la funcționarea înecată a pîlniei.

Existența unor neajunsuri în exploatare impune însă o analiză atentă la alegerea acestei soluții, deoarece: la debite mai mici decît cel de calcul apare vid parțial sub lama deversantă, dînd naștere la fenomene vibratorii; lungimea flotanților ce pot fi evacuați este redusă, impusă de dimensiunile cotului puț — galerie; capacitatea de evacuare este limitată; după înecarea pîlniei debitul crește insensibil cu sarcina (fig. 9-55), dar acest dezavantaj se poate remedia prin asocierea cu un descărcător de siguranță, de tipul celor descrise mai înainte.

Elementele componente ale unui deversor pîlnie sînt pîlnia propriu-zisă, sectorul de racord, puțul și galeria sau conducta (fig. 9-51).

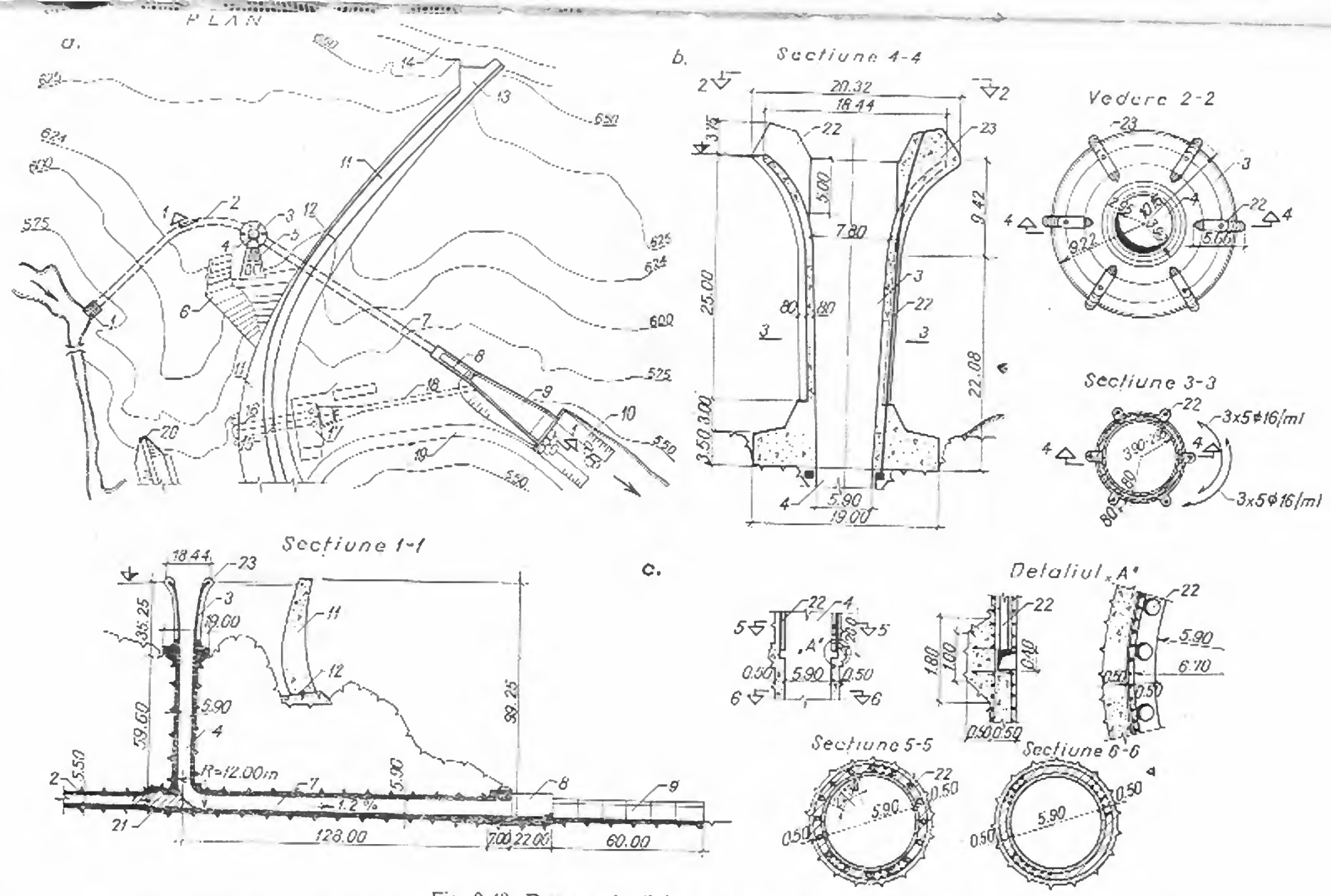


Fig. 9-49. Deversorul pilnic al barajului Paltinul:

a — plan și profil longitudinal; *b* — turnul pilniei; *c* — zona de acțare a puțului; *1* — portal de intrare; *2* — galerie de deviere; *3* — pilnie; *4* — puț; *5* — jetele de susținere a excavației; *6* — plombe de beton; *7* — galerie de evacuare; *8* — debușare; *9* — bazin disipator; *10* — rizbermă; *11* — baraj; *12* — rost perimetral; *13* — culee; *14*—drum de acces; *15* — golire de fund; *16* — conducte forțate; *17* — centrală hidroelectrică; *18* — canal de fugă; *19* — acces aval; *20* — batardou amonte; *21* — dop de beton; *22* — tubații de acțare; *23* — pile radiale.

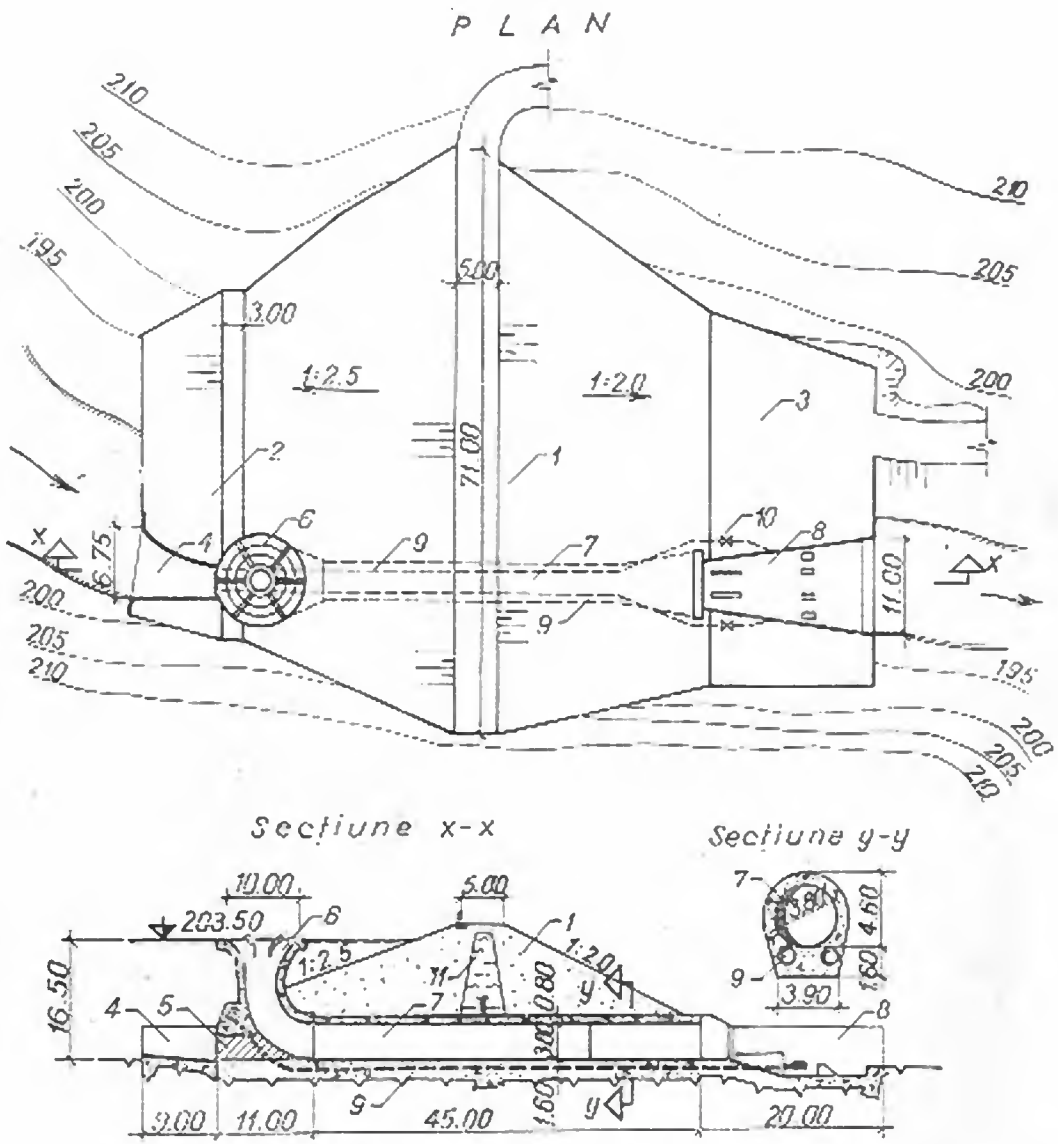


Fig. 9-50. Descărcătorii barajului Vida-Dobrești:

1 —baraj; *2*—batardou amonte; *3*—platformă aval; *4* — priza conductei de deviere; *5*—dop de beton; *6*—pilnie; *7* — conductă de beton armat; *8* — disipator; *9* — golire de fund; *10* — vana golirii; *11* — miez de argilă.

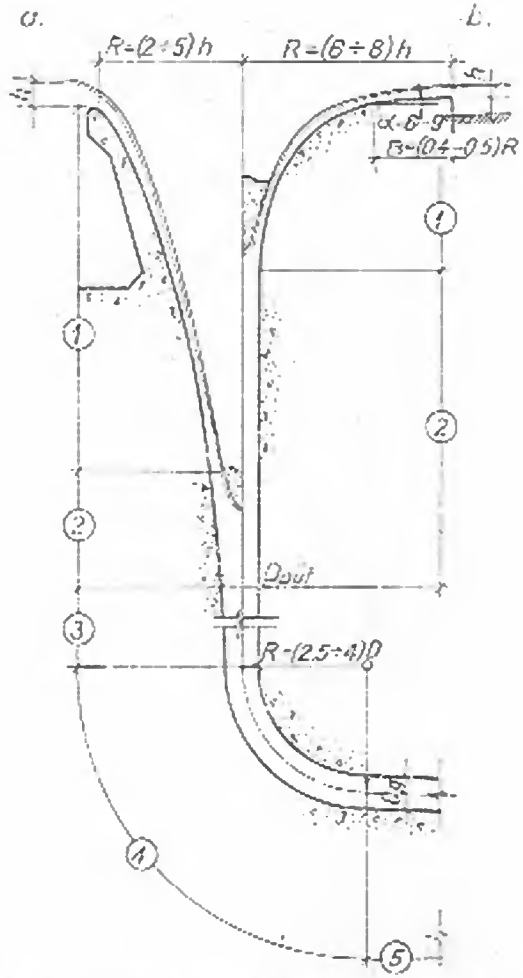


Fig. 9-51. Elementele deversorului pilnie:

a —cu creastă normală; *b* — cu creastă lată; *1* —pilnie propriu-zisă; *2* — zonă de racord; *3* — puț; *4* — cot; *5* — galerie de evacuare.

35. Dispoziții constructive

Pîlnia este circulară, cu raza de 5—10—15 m, funcție de debitul care trebuie evacuat. Ea se poate realiza ca o construcție aeriană, sub forma unui turn (fig. 9-49 și 9-50) sau îngropată în teren, mai ales cînd în amplasament există o terasă sau un bot de deal favorabile (fig. 9-52).

Secțiunea transversală a buzei pîlniei poate fi sub formă de profil practic (fig. 9-51, *a*, 9-53, *b*, *d*, *e*, *f*) și se numește *pîlnie cu creastă normală*, sau de prag lat și se numește *pîlnie cu creastă lată* (fig. 9-51, *b*, 9-53, *a*, *c*). În concepții mai vechi, elementele constructive și hidraulice erau cele din figura 9-51. În urma încercărilor pe modele și în special prin observații în natură [10], trasarea ambelor tipuri se face în prezent pe aceeași bază, a formei lamei deversante. Realizarea pîlniei cu creastă lată se obține prin majorarea razei și trasarea corespunzătoare a profilului. La aceeași capacitate de debit, pîlnia cu creastă normală are un diametru cu circa 25% mai mic decît acela al pîlniei cu creastă lată. În schimb, pîlnia cu creastă lată are înălțimea mai mică cu 30...40‰ dat fiind că intrarea în curent circular se face la cote mai ridicate.

Pîlnia cu creastă normală se adoptă cînd construcția este aeriană, sub formă de turn, iar cea cu creastă lată cînd pîlnia este situată pe teren. În acest mod, la prima apar economii de beton datorită diametrului redus, la cealaltă economii de exca-

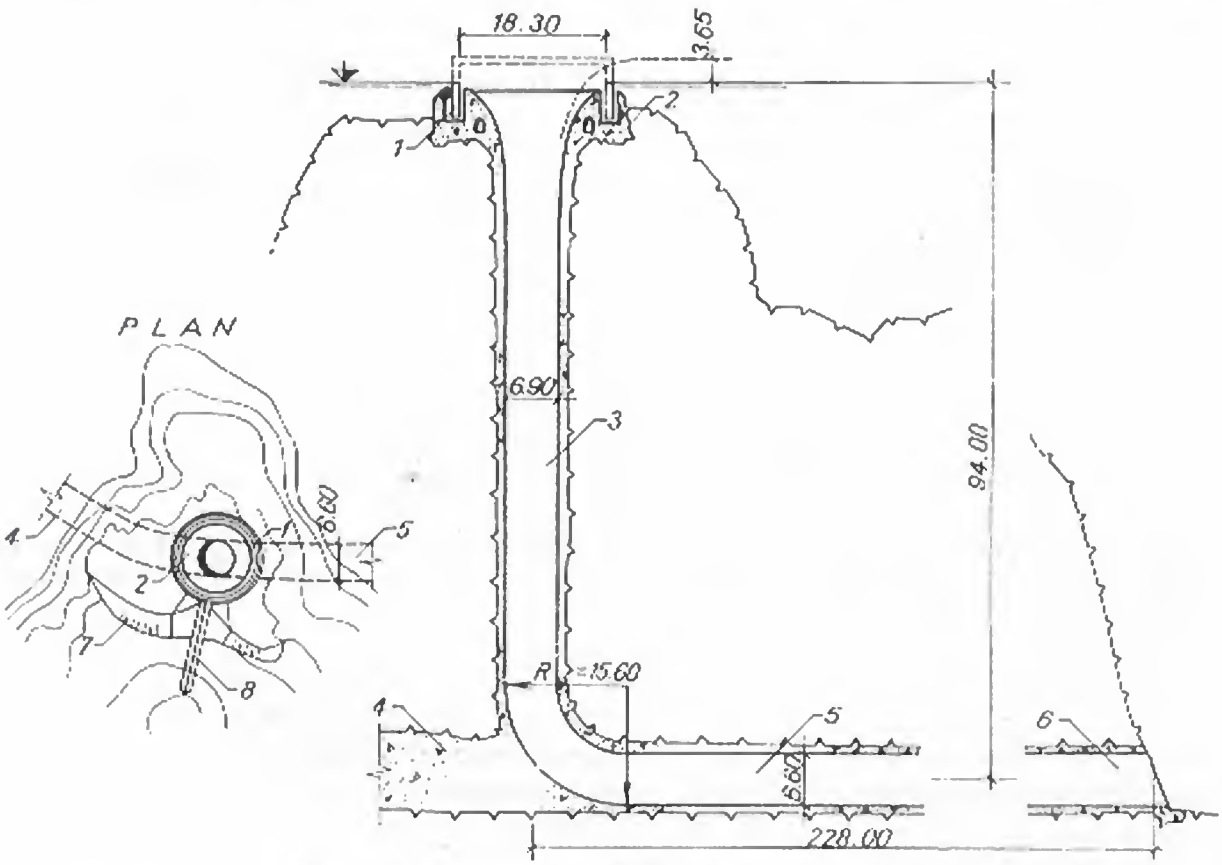


Fig. 9-52. Deversorul pîlnie al barajului Owyhee:
1 — stavilă inelară; *2* — pîlnie; *3* — puț; *4* — fosta galerie de deviere; *5* — galerie de evacuare; *6* — portal de debușare; *7* — excavație de profilare; *8* — perete de beton.

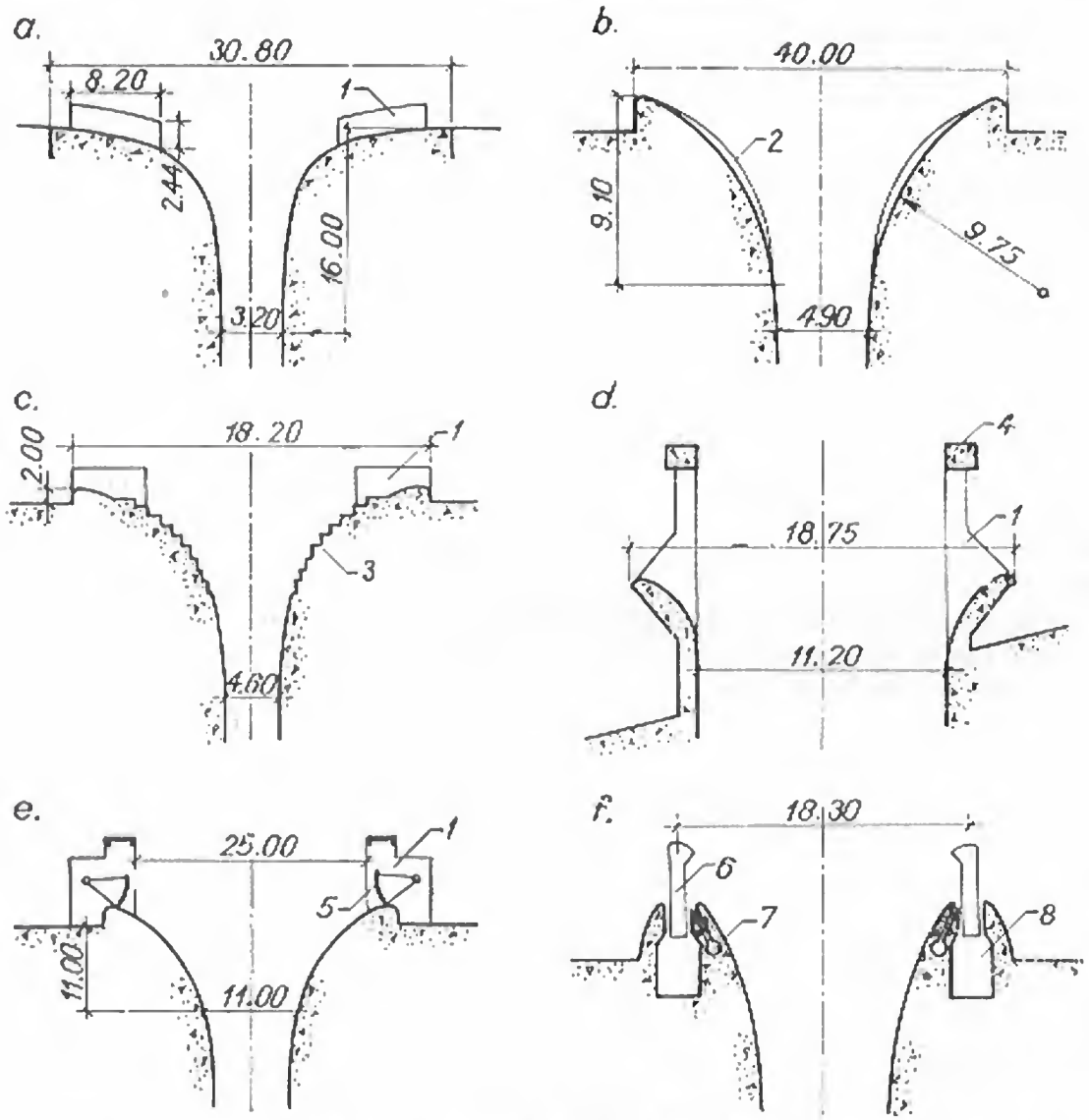


Fig. 9-53. Tipuri de pîlnii deversante:

a — cu pile radiale; *b* — cu nervuri de dirijare; *c* — cu trepte pe conturul deversant; *d* — cu pile legate la partea superioară; *e* — cu stavile segment; *f* — cu stavilă inelară; *1* — pilă; *2*—nervură; *3*—trepte; *4*—inel de beton armat; *5* — stavilă segment; *6* — stavilă inelară; *7* — tubaţie de aerare; *8* — cameră de presiune.

vaţii prin scurtarea zonei de racord. Pragul lat apare ca soluţie indicată şi în cazul cînd la creastă se prevăd stavile de tip segment sau sector, pentru că permite plasarea unor pile mai lungi şi a mecanismelor de manevră (fig. 9-53, *c*). Se evită şi blocarea pîlniei cu plutitori şi în special cu gheaţă. La creastă normală se prevăd stavile inelare care coboară în nişele practicate în pragul deversor (fig. 9-52, 9-53, *f*).

Prin faptul că poziţia pîlniei este excentrică faţă de vale, pe unul din versanţi, viteza de acces prezintă o componentă tangenţială care face ca debitul specific să difere pe circumferinţă, iar în puţ să apară o mişcare elicoidală. Fenomenul se diminuează dacă la pîlnie se prevăd pile sau nervuri, în diferite dispoziţii (fig. 9-53). În situaţii speciale se prevăd ziduri de ghidaj, ziduri de legătură cu versanţii (fig. 9-54) şi excavaţii de profilare a versanţilor, pentru a asigura accesul uniform. Forma excavaţiei se poate lua după *Ahutin* [15] sau după recomandările Universităţii Aberdeen

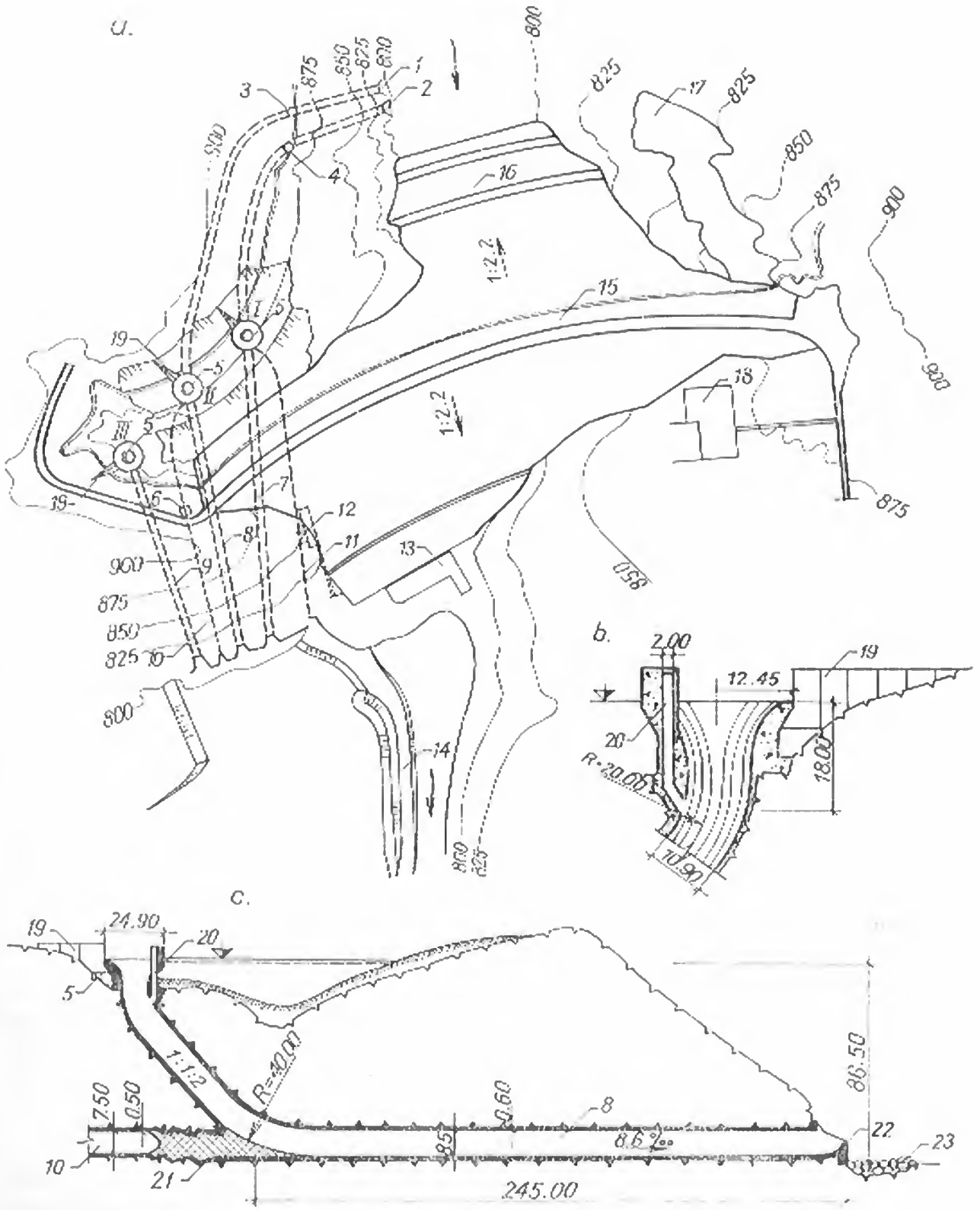


Fig. 9-54. Bateria de deversori pîlnie de la barajul Ait-Aadel:

a — vedere în plan; *b* — detaliu al pîlniei I; *c* — profil longitudinal prin deversorul pîlnie II; *1* — priza golirii de fund; *2* — priza aducțiunii; *3* — vanele golirii; *4* — vanele aducțiunii; *5* — pîlnie; *6* — casă de vane; *7* — galerie evacuare nr. I; *8* — galerie evacuare nr. II; *9* — galerie evacuare nr. III; *10* — golire de fund; *11* — galerie de fugă; *12* — uzină subterană; *13* — stație trafo; *14* — canal de fugă; *15* — baraj; *16* — batardou; *17* — plombă de argilă; *18* — platformă administrativă; *19* — zid de ghidaj; *20* — aerisire; *21* — dop de beton; *22* — trambulină; *23* — protecție aval.

[16], dar mai corect este ca determinarea conturului să se facă prin încercări de laborator.

Din punct de vedere constructiv pîlniile îngropate se execută din beton masiv, iar cele aeriene ca turnuri de beton armat. Armarea se face la împingerea exterioară a apei la lac plin, dar se ia în considerare şi presiunea vîntului la lac gol şi solicitările din cutremur, la amplasamentele în zone seismice. Pentru a nu perturba curgerea, feţele interioare se finisează cu îngrijire şi dacă se poate, se evită rosturile de construcţie.

Zona de racord realizează trecerea de la diametrul secţiunii inferioare al pîlniei la diametrul curent al puţului. Ea se poate trasa după forma curentului circular care se formează după convergenţa lamei inelare. Cînd puţul are diametrul redus şi această zonă de racord devine prea lungă se introduce un racord tronconic. Secţiunea finală a zonei de racord devine secţiune de control a curgerii, în aval de aceasta curentul deslipindu-se de cămăşuială. Pentru a evita zonele depresionare care produc fenomene tranzitorii se prevede aerarea curgerii.

La pîlnia de la *Paltinul* aerarea se face prin tubaţii circulare pozate în cămăşuiala puţului (v. fig. 9-49, *c*). În partea aeriană tubaţiile sînt înglobate în nervurile pîlniei. Intrarea debitului de aer, circa 10% din debitul lichid, se face printr-o nişă circulară. La pîlnia din figura 9-54, *b* aerarea se face printr-un puţ izolat, paralel cu axul, avînd priza de aer deasupra cotei maxime a apei. La căderi mici depresiunile sînt reduse şi se poate renunţa la aerare.

Puţul are secţiunea circulară şi diametrul constant pentru a uşura execuţia. Traseul lui poate fi vertical sau înclinat. Execuţia puţului vertical este mai comodă, însă, la căderi mari, la racordul cu galeria apare o turbulenţă sporită. Din această cauză se preferă uneori înclinarea puţului imediat după zona de racord, asociată cu un sistem de aerare [11] (fig. 9-54). Constructiv, puţul se căptuşeşte cu beton şi se torcretează, pentru a proteja excavaţia şi a reduce pierderile de sarcină longitudinale.

Cotul puţului are un unghi de 90° sau mai redus, funcţie de traseul lui şi al galeriei. Raza trebuie să fie cît mai mare pentru a evita contracţia curentului şi blocarea cu plutitori. Din încercările făcute, a rezultat că raza optimă este de ordinul a două-trei diametre [16].

Galeria de evacuare se realizează în cele mai multe cazuri prin amenajarea fostei galerii de deviere. Tronsonul amonte se închide cu un dop de beton sub protecţia batardoului amonte (fig. 9-49, 9-50, 9-52). În anumite situaţii, ca cea din figura 9-54, se construiesc şi galerii proprii ale descărcătorului. Regimul de curgere poate fi cu nivel liber sau sub presiune. Dimensiunile galeriei, necesare descărcării, trebuie corelate cu cele rezultate din calculele de deviere.

La unele baraje de pămînt sau de anrocamente, cînd debitele evacuate sînt mici, turnul pîlniei se continuă cu o conductă de golire care trece prin sau pe sub corpul barajului (v. fig. 9-50). În aceste situaţii se iau măsuri speciale împotriva eventualelor infiltraţii în lungul conductei.

36. Comportarea în exploatare

Dezavantajele enumerate privind descărcarea prin deversori pîlnie pot fi parţial înlăturate, dacă se ţine seama de observaţiile asupra lucrărilor în exploatare. La evacuarea unor debite mai mici decît cel de calcul apar uneori fenomene de instabi-

litate a curgerii, însoțite de vibrații și de zgomote. Intensitatea acestora este mai mare la pîlniile care la debite reduse admit depresiuni pe profilul deversant. La înecarea pîlniei se observă apariția unui vortex, care prin antrenare de aer mieșorează cu pînă la 20% debitul evacuat. Sistemele antivortex — pile, nervuri, pereți despărțitori (fig. 9-53) — îmbunătățesc curgerea prin fragmentarea vortexului principal.

Evacuarea plutitorilor și a ghețurilor nu a provocat dificultăți la vreuna din pîlniile în funcțiune. În schimb, șocurile acestora provoacă degradări ale cămășuelii în zona cotului. Asemenea fenomene sînt provocate și de gelivitate, dar în special de calitatea necorespunzătoare a betonului în zonele cu viteze mari.

Datorită vitezelor mari, pe traseul puțului se produce o puternică emulsionare a curentului. Înglobarea aerului reduce secțiunea de curgere și mărește viteza. Punctul de unire a lamelor și de punere sub presiune a puțului se ridică și deci, în secțiunea strangulată, vitezele descresc prin reducerea înălțimii de cădere liberă. Se poate ca întregul sistem să nu mai poată duce debitul prevăzut și apare pericolul deversării peste baraj.

Debitul de aer înglobat prin emulsionare se separă uneori în porțiunea de galerie din vecinătatea cotului. Surplusul de presiune creat de înecarea pîlniei antrenează punga de aer formată spre aval, sau la galerii lungi spre amonte, prin răbufniri periodice din puț, cu antrenare de stropi pînă la înălțimi apreciabile. După evacuarea aerului secțiunea efectivă de curgere crește și înecarea puțului se reduce pînă cînd aerul degajat începe din nou să se acumuleze. Fenomenul se repetă periodic generînd o mișcare oscilatorie a nivelului din puț. La evacuatorul barajului *Owyhee* (S.U.A.) (v. fig. 9-52) evacuarea pungii de aer se face spre amonte, cu o periodicitate de 5 min, jerba de stropi ajungînd pînă la 20...30 m.

Prevederea unui sistem de aerare la nivelul tavanului galeriei duce la dificultăți tehnice (puț izolat, conducte înglobate în cămășuiala puțului sau galeriei) fără a oferi garanția unei eficiențe. Cînd galeria funcționează cu nivel liber fenomenele de degajare a aerului înglobat dispar. În schimb, zona depresionară care se formează la contactul cu curgerea la secțiune plină din puț favorizează apariția saltului hidraulic în galerie. Pentru a conta pe aerarea curentului prin secțiunea liberă a galeriei, gradul de umplere trebuie să fie cît mai scăzut. Se subliniază că și la sistemele concepute a funcționa sub presiune va exista întotdeauna un debit pentru care se realizează un curent cu nivel liber. Curgerea liberă pe galerie este cea mai avantajoasă hidraulic și din punctul de vedere al siguranței în exploatare. Deși se presupune o lărgire a excavației și un volum mai mare de beton, cantitatea de armătură se reduce corespunzător.

37. Calculul hidraulic

Debitul maxim care poate trece prin evacuator depinde de capacitatea de transport a celor trei elemente componente ale sale: pîlnia, puțul și galeria. Ca urmare, pe cheia debitelor se disting trei zone caracteristice (fig. 9-55). În zona (*ab*) este determinată condiția de deversare în pîlnie. Cînd debitul crește, lama circulară devine mai groasă și converge într-un curent vertical plin. Curgerea este determinată de

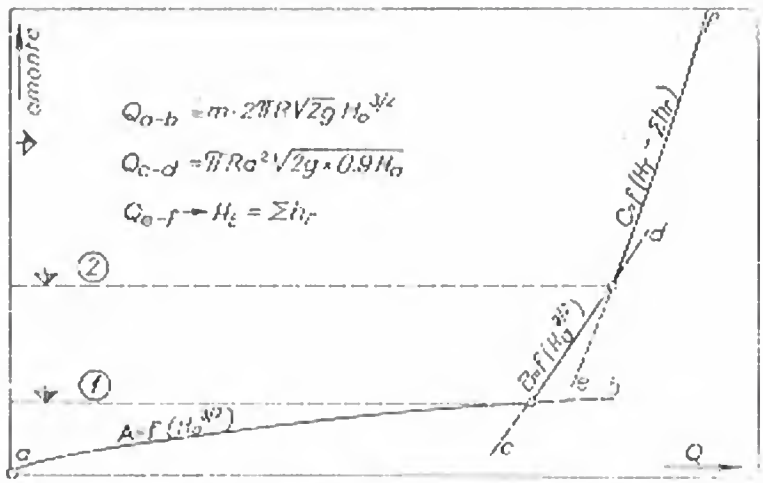


Fig. 9-55. Cheia unui deversor pîlnie:
A — deversare liberă; *B* — curgere prin orificiu; *C* — sistem sub presiune.

natura curentului contractat sau de forma și dimensiunile zonei de tranziție, dacă acestea nu coincid cu forma curentului. În zona (*cd*) este deci caracteristică curgerea similară cu aceea printr-un orificiu. Ultima zonă, (*ef*), marchează intrarea sub presiune a galeriei. Panta cheii devine și mai abruptă, iar debitul crește insensibil cu ridicarea nivelului în lac.

Stabilirea formei deversante a pîlniei se face plecînd de la principiul că aceasta trebuie să urmărească profilul feței interioare a lamei deversante ce ia naștere, la debitul de calcul, în cazul unui deversor circular cu muchie ascuțită, de aceeași rază cu raza adoptată. Coordonatele de trasare în funcție de rapoartele P/R și H_1/R sînt date în tabelele 9-6, 9-7 și 9-8 [17]. P, H_1 și R sînt date în figura 9-56. Înălțimea H_1 de referință este măsurată de la muchia profilului teoretic. Relația dintre rapoartele H_1/R și H_0/R se determină din diagrama 9-56, *b*.

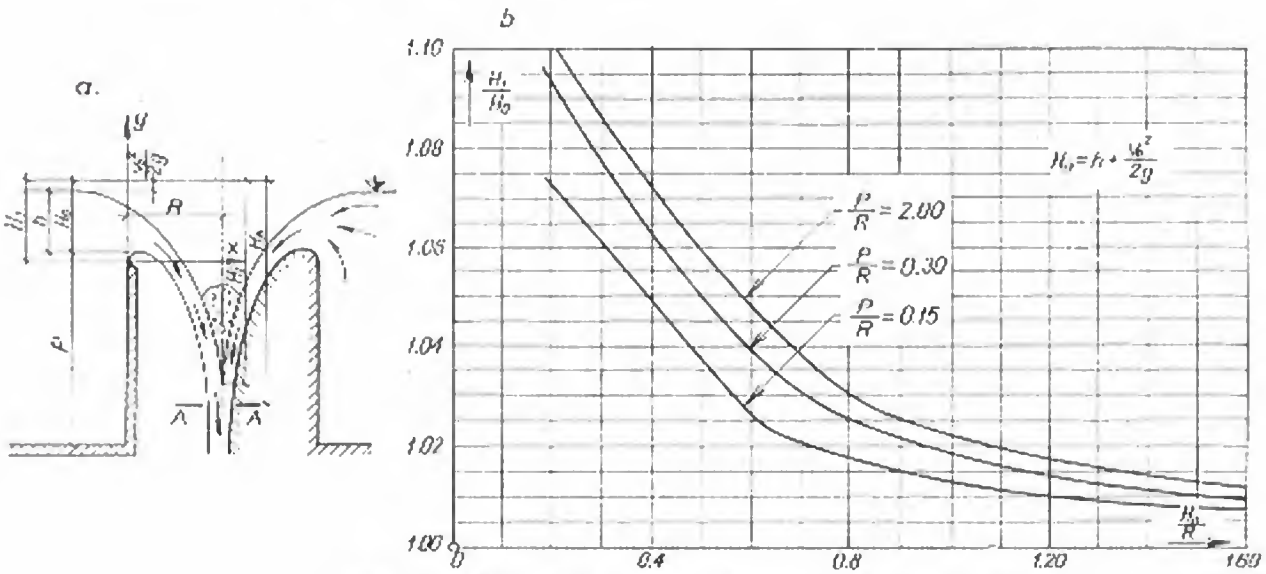


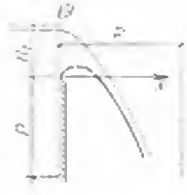
Fig. 9-56. Elemente pentru trasarea profilului pîlniei:
a — notații; *b* — diagramă pentru determinarea înălțimii de referință H_1.

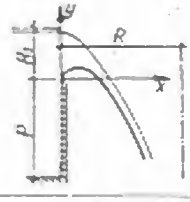
TABELUL 9-6

H_1/R	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,50
X/H_1	Y/H_1 pentru profilul peste cota crestei								
0,00	0.0000	0.0000	0,0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0,0000
0.01	0.0133	0.0128	0.0122	0.0116	0.0112	0.0104	0,0095	0.0086	0.0077
0.02	0.0250	0.0236	0.0225	0,0213	0.0202	0.0180	0,0159	0.0140	0.0115
0.03	0.0350	0.0327	0.0308	0.0289	0.0270	0.0231	0.0198	0.0168	0,0126
0.04	0.0435	0.0403	0.0377	0.0351	0.0324	0.0268	0,0220	0.0176	0,0117
0.05	0.0506	0.0471	0.0436	0.0402	0.0368	0.0292	0.0266	0.0168	0.0092
0.06	0.0570	0.0531	0.0489	0.0448	0.0404	0.0305	0,0220	0.0147	0.0053
0,07	0.0627	0.0584	0.0537	0.0487	0,0432	0.0308	0.0201	0,0114	0.0001
0.08	0.0677	0.0630	0.0578	0.0521	0.0455	0.0301	0.0172	0,0070	
0.09	0.0722	0.0670	0.0613	0.0549	0.0471	0.0287	0.0135	0,0018	
0.10	0.0762	0.0705	0.0642	0.0570	0.0482	0.0264	0.0089		
0.12	0.0826	0.0758	0.0683	0.0596	0.0483	0.0195			
0.14	0.0872	0.0792	0.0705	0.0599	0.0460	0.0101			
0.16	0.0905	0.0812	0.0710	0.0585	0.0418				
0.18	0.0927	0.0820	0.0705	0.0559	0.0361				
0.20	0.0938	0.0819	0.0688	0.0521	0.0292				
0.25	0.0926	0.0773	0.0596	0.0380	0.0068				
0.30	0.0850	0.0668	0.0446	0.0174					
0.35	0.0750	0.0540	0.0280						
0.40	0.0620	0.0365	0.0060						
0.45	0.0450	0.0170							
0.50	0.0250								
Y/H_1	X/H_1 pentru profilul sub cota crestei								
—0.00	0,554	0.487	0,413	0.334	0.262	0.158	0,116	0,093	0.070
—0.02	0,592	0.526	0.452	0,369	0.293	0.185	0,145	0.120	0.096
—0.04	0.627	0.563	0.487	0.400	0.320	0.212	0,165	0.140	0.115
—0.06	0.660	0,596	0.519	0,428	0,342	0,232	0,182	0.155	0,129
—0.08	0,692	0.628	0.549	0.454	0.363	0.250	0,197	0.169	0,140
—0.10	0,722	0.657	0,577	0.478	0.381	0.266	0.210	0.180	0.150
—0.15	0.793	0.725	0.641	0.531	0.423	0.299	0.238	0.204	0.170
—0.20	0.860	0.790	0.698	0.575	0.459	0.326	0.260	0.224	0.184
—0.25	0,919	0.847	0,750	0.613	0.490	0.348	0.280	0.239	0.196
—0.30	0,976	0.900	0,797	0.648	0.518	0.368	0.296	0,251	0,206
—0.40	1.079	1.000	0.880	0.706	0.562	0.400	0.322	0,271	0,220
—0.50	1.172	1.087	0,951	0.753	0,598	0.427	0.342	0,287	0,232
—0.60	1.260	1.167	1.012	0.793	0,627	0.449	0,359	0.300	0.240
—0.80	1.422	1.312	1.112	0.854	0,673	0.482	0.384	0.320	0.253
—1.00	1.564	1.440	1.189	0.899	0.710	0.508	0.402	0.332	0.260
—1.20	1,691	1.553	1,248	0.933	0.739	0,528	0,417	0.340	0.266
—1.40	1.808	1.653	1,293	0.963	0,760	0.542	0.423	0,344	
—1.60	1.918	1.742	1.330	0.988	0,780	0.553	0.430		
—1.80	2.024	1.821	1.358	1.008	0,797	0.563	0,433		
—2,00	2.126	1.891	1,381	1.025	0.810	0,572			
—2.50	2,354	2.027	1,430	1.059	0,838	0.588			
—3.00	2,559	2,119	1,468	1.086	0,853				
—3.50	2.749	2.171	1,469	1.102					
—4.00	2.914	2.201	1.500						
—4.50	3.053	2.220	1.509						
—5.00	3.178	2.227							
—5.50	3.294	2.229							
—6.00	3.405	2.232							
H_1/R	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,50

TABELUL

H_1/R	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,80
X/H_1	Y/H_1 pentru profilul peste cota crestei								
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.01	0.0130	0.0130	0.0130	0.0125	0.0120	0.0120	0.0115	0.0110	0.0100
0.02	0.0245	0.0242	0.0240	0.0235	0.0225	0.0210	0.0195	0.0180	0.0170
0.03	0.0340	0.0335	0.0330	0.0320	0.0300	0.0290	0.0270	0.0240	0.0210
0.04	0.0415	0.0411	0.0390	0.0380	0.0365	0.0350	0.0320	0.0285	0.0240
0.05	0.0495	0.0470	0.0455	0.0440	0.0420	0.0395	0.0370	0.0325	0.0245
0.06	0.0560	0.0530	0.0505	0.0490	0.0460	0.0440	0.0405	0.0350	0.0250
0.07	0.0610	0.0575	0.0550	0.0530	0.0500	0.0470	0.0440	0.0370	0.0245
0.08	0.0660	0.0620	0,0590	0.0565	0.0530	0.0500	0.0460	0.0385	0.0235
0.09	0.0705	0.0660	0.0625	0.0595	0.0550	0.0520	0.0480	0.0390	0.0215
0.10	0.0740	0.0690	0,0660	0.0620	0.0575	0.0540	0.0500	0.0395	0.0190
0.12	0.0800	0.0750	0.0705	0.0650	0.0600	0.0560	0.0510	0.0380	0.0120
0.14	0.0840	0.0790	0.0735	0.0670	0.0615	0.0560	0.0515	0.0355	0.0020
0.16	0.0870	0.0810	0,0750	0.0675	0.0610	0,0550	0.0500	0.0310	
0.18	0.0885	0.0820	0,0755	0.0675	0.0600	0.0535	0.0475	0.0250	
0.20	0.0885	0.0820	0.0745	0.0660	0.0575	0.0505	0.0435	0.0180	
0.25	0.0855	0.0765	0.0685	0.0590	0.0480	0,0390	0.0270		
0.30	0.0780	0.0670	0.0580	0.0460	0.0340	0,0220	0.0050		
0.35	0.0660	0.0540	0.0425	0.0295	0.0150				
0.40	0.0495	0.0370	0.0240	0.0100					
0.45	0.0300	0.0170	0.0025						
0.50	0.0090	0,0060							
Y/H_1	X/H_1 pentru profilul sub cota crestei								
—0.00	0.519	0.488	0.455	0.422	0.384	0.349	0.310	0.238	0.144
—0.02	0.560	0.528	0.495	0.462	0.423	0,387	0.345	0.272	0.174
—0.04	0.598	0,566	0.532	0.498	0.458	0,420	0.376	0.300	0.198
—0.06	0.632	0,601	0.567	0.532	0.491	0.451	0.406	0.324	0.220
—0.08	0.664	0.634	0.600	0.564	0.522	0,480	0.432	0.348	0.238
—0.10	0.693	0.664	0,631	0.594	0.552	0,508	0.456	0.368	0.254
—0.15	0.760	0.734	0,701	0.661	0.618	0.569	0.510	0.412	0.290
—0.20	0.831	0.799	0,763	0.723	0.677	0.622	0.558	0.451	0.317
—0.25	0.893	0.860	0,826	0.781	0.729	0.667	0.599	0.483	0.341
—0.30	0.953	0.918	0.880	0.832	0.779	0.708	0.634	0.510	0.362
—0.40	1.060	1.024	0.981	0.932	0.867	0,780	0.692	0.556	0.396
—0.50	1.156	1.119	1.072	1.020	0.938	0.841	0.745	0.595	0.424
—0.60	1.242	1.203	1.153	1.098	1.000	0,891	0.780	0.627	0.446
—0.80	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	0.970	0.845	0.672	0.478
—1.00	1.549	1.498	1.430	1.333	1.180	1.028	0.892	0.707	0.504
—1.20	1.680	1.622	1.543	1.419	1.240	1.070	0.930	0.733	0.524
—1.40	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.106	0.959	0.757	0.540
—1.60	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	0.983	0.778	0.551
—1.80	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.155	1.005	0.797	0.560
—2.00	2.120	2.049	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	0.810	0.569
—2.50	2.351	2.261	2.027	1.697	1.428	1.218	1.059	0.837	
—3.00	2.557	2.423	2.113	1.747	1.464	1.247	1.081	0.852	
—3.50	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099		
—4.00	2.911	2.617	2.200	1.796	1.499	1.274			
—4.50	3.052	2.667	2.217	1.805	1.507				
—5.00	3.173	2.731	2.223	1.810					
—5,50	3.290	2.773	2.228						
—6.00	3.400	2.808							
H_1/R	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80





TABELUL 9-8

H_1/R	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,80
X/H_1	Y/H_1 pentru profilul peste cota crestei								
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.01	0.0120	0.0120	0.0115	0.0115	0.0110	0.0110	0.0105	0.0100	0.0090
0.02	0.0210	0.0200	0.0195	0.0190	0.0185	0.0180	0.0170	0.0160	0.0140
0.03	0.0285	0.0270	0.0265	0.0260	0.0250	0.0235	0.0225	0.0200	0.0165
0.04	0.0345	0.0335	0.0325	0.0310	0.0300	0.0285	0.0265	0.0230	0.0170
0.05	0.0405	0.0385	0.0375	0.0360	0.0345	0.0320	0.0300	0.0250	0.0170
0.06	0.0450	0.0430	0.0420	0.0400	0.0380	0.0355	0.0330	0.0265	0.0165
0.07	0.0495	0.0470	0.0455	0,0430	0.0410	0.0380	0.0350	0.0270	0.0150
0.08	0.0525	0.0500	0.0485	0,0460	0.0435	0.0400	0.0365	0.0270	0.0130
0.09	0.0560	0.0530	0.0510	0.0480	0.0455	0.0420	0.0370	0.0265	0.0100
0.10	0.0590	0.0560	0.0535	0.0500	0.0465	0.0425	0.0375	0.0255	0.0065
0.12	0.0630	0.0600	0.0570	0.0520	0.0480	0.0435	0.0365	0.0220	
0.14	0.0660	0.0620	0.0585	0.0525	0.0475	0.0425	0.0345	0.0175	
0.16	0.0670	0,0635	0.0590	0.0520	0.0460	0,0400	0.0305	0.0110	
0.18	0.0675	0.0635	0.0580	0.0500	0.0435	0.0365	0.0260	0.0040	
0.20	0.0670	0.0625	0.0560	0.0465	0.0395	0.0320	0.0200		
0.25	0.0615	0.0560	0.0470	0.0360	0.0265	0.0160	0.0015		
0.30	0.0520	0.0440	0.0330	0,0210	0.0100				
0.35	0.0380	0.0285	0.0165	0.0030					
0.40	0,0210	0.0090							
0.45	0.0015								
0.50									
Y/H_1	X/H_1 pentru profilul sub cota crestei								
0.00	0.454	0.422	0.392	0.358	0.325	0.288	0.253	0.189	0.116
0.02	0.499	0.467	0.437	0.404	0.369	0.330	0.292	0.228	0.149
0.04	0.540	0.509	0.478	0.444	0.407	0.368	0.328	0.259	0.174
0.06	0.579	0.547	0.516	0.482	0.443	0.402	0.358	0.286	0.195
0.08	0.615	0.583	0.550	0.516	0.476	0.434	0.386	0.310	0.213
0.10	0.650	0.616	0.584	0.547	0.506	0.462	0.412	0.331	0.228
0.15	0.726	0.691	0.660	0.620	0.577	0,526	0.468	0.376	0.263
0.20	0.795	0.760	0.729	0.685	0.639	0.580	0.516	0,413	0.293
0.25	0.862	0.827	0.790	0,743	0.692	0.627	0.557	0,445	0.319
0,30	0,922	0.883	0.843	0,797	0.741	0.671	0.594	0.474	0.342
0.40	1.029	0.988	0.947	0,893	0.828	0.749	0.656	0.523	0,381
0.50	1.128	1.086	1.040	0,980	0.902	0.816	0,710	0.567	0,413
0.60	1.220	1,177	1.129	1.061	0.967	0.869	0.753	0.601	0,439
0.80	1.380	1.337	1.285	1,202	1.080	0,953	0.827	0.655	0.473
1.00	1.525	1.481	1,420	1.317	1,164	1.014	0.878	0.696	0.498
1.20	1.659	1.610	1.537	1.411	1,228	1.059	0.917	0.725	0.517
1.40	1.780	1.731	1.639	1.480	1,276	1.096	0,949	0.750	0.531
1.60	1.897	1,843	1.729	1,533	1.316	1.123	0,973	0.770	0,544
1.80	2.003	1,947	1.809	1,580	1.347	1.147	0.997	0.787	0.553
2.00	2.104	2,042	1.879	1,619	1.372	1.167	1.013	0.801	0.560
2.50	2,340	2.251	2.017	1,690	1.423	1,210	1.049	0.827	
3.00	2,550	2.414	2.105	1,738	1.457	1.240	1.073	0.840	
3.50	2,740	2.530	2.153	1,768	1,475	1,252	1.088		
4.00	2.904	2,609	2.180	1.780	1,487	1.263			
4.50	3.048	2,671	2.198	1.790	1,491				
5.00	3.169	2,727	2.207	1.793					
5.50	3.286	2,769	2.210						
6.00	3.396	2,800							
H_1/R	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0,80

În figura 9-57, *a* se prezintă forma lamelor deversante, intrados și extrados, trasate după acest principiu în cazul $P/R = 0{,}20$. Variația intradosului lamei, pentru rază constantă și diferite sarcini pe deversor, rezultă din figura 9-57, *b*. Lama cade mai aproape pe măsură ce sarcina crește (invers ca la deversorul plan), iar la $H_0/R \approx$ $\approx 0{,}30$ intradosul se află în poziția cea mai aproapiată de ax.

Raza pîlniei se determină din formula debitului deversant:

$$Q = m2\pi R\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}, \tag{52}$$

unde:

R — raza pîlniei;

H_0 — înălțimea lamei deversante, inclusiv înălțimea cinetică, $H_0 = h + \frac{v_0^2}{2g}$;

g — accelerația gravitației;

m — coeficientul de debit al deversorului.

Cînd pe deversor se prevăd pile, raza se mărește corespunzător:

$$R = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{Q}{\varepsilon m\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}} + ns\right), \tag{52'}$$

unde:

n — numărul pilelor;

s — grosimea unei pile;

ε — coeficientul de contracție ($\varepsilon = 0{,}9$ pentru forme hidrodinamice).

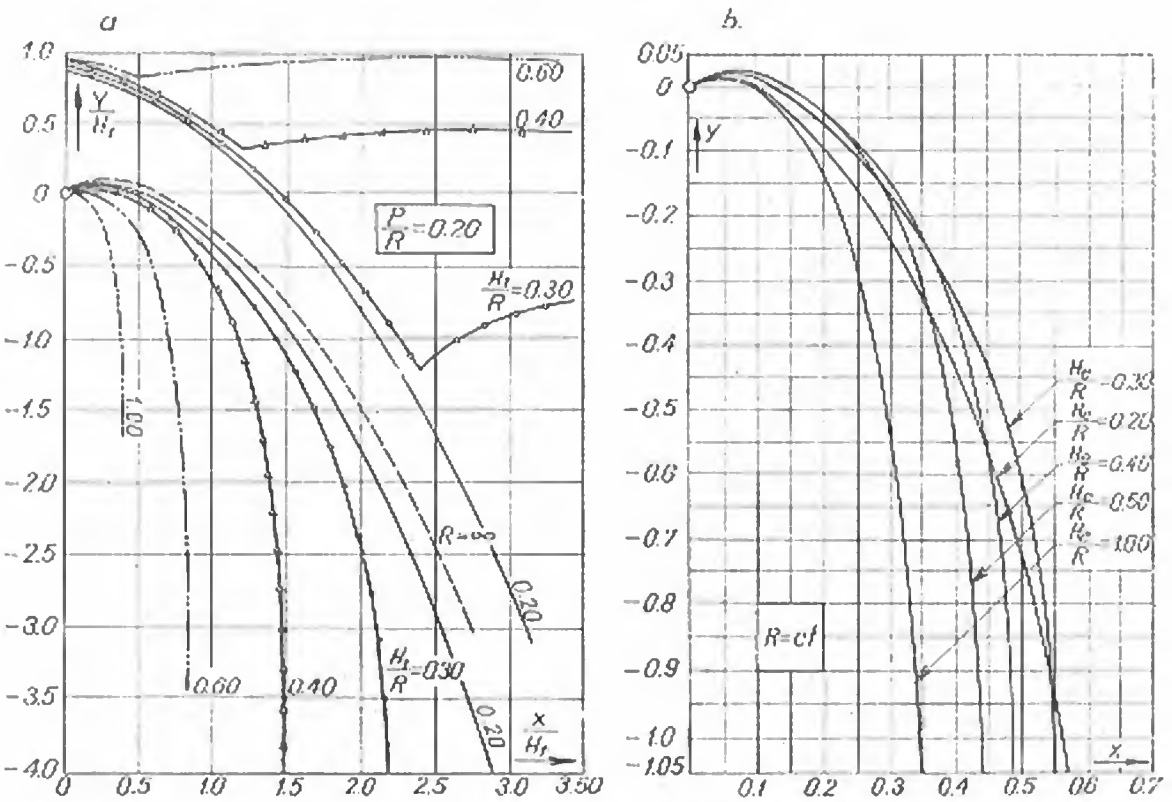


Fig. 9-57. Curgerea la creasta pîlniei:

a — poziția lamei deversante funcție de raportul H_1/R; *b* — modificarea intradosului în funcție de sarcina la creastă.

Valorile lui m diferă de cele de la deversoarele cu creastă dreaptă datorită înecării şi presiunii de impact de la unirea lamelor. El se poate determina din diagrama din figura 9-58, *a*, funcţie de raportul H_0/R. Diagrama se poate utiliza numai pentru profile deversante trasate conform principiului enunţat. La determinarea valorilor m s-a ţinut seama de înecarea parţială a deversorului pentru rapoarte $H_0/R > 0{,}45$. Pentru trasarea cheii deversorului, valorile lui m pentru căderi efective H_e, diferite de cea proiectată H_0, se determină din diagrama prezentată în aceeaşi figură. Valabilitatea acesteia este limitată la rapoarte $H_e/R < 0{,}40$ [11].

Dacă profilul este trasat pentru căderi la care $H_1/R > 0{,}30$, la debite mai mici este de aşteptat apariţia de zone depresionare (fig. 9-57). Cînd se caută a se evita acest fenomen se poate majora raza determinată cu formula (52′) conform relaţiei grafice din figura 9-58, *c*. Trasarea profilului se face pentru această nouă rază, considerînd un raport $H_1/R' = 0{,}30$ [10].

După unirea lamelor deversante curgerea se face sub forma unui curent circular. Formula debitului va fi (fig. 9-59):

$$Q = \pi r_i^2 \sqrt{2 \times 0{,}9 g H_i}, \tag{53}$$

unde:

r_i — raza curentului;

H_i — căderea în punctul considerat.

S-a admis că pierderea de sarcină totală (contracţie, frecări şi pierderi de viteză datorită schimbării de direcţie) reprezintă 0,1 H_i [10]. Raza curentului se poate deduce în consecinţă:

$$r_i = \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt{\pi} \sqrt[4]{2g\, 0{,}9 H_i}}. \tag{54}$$

Dacă zona de racord se trasează cu raze conform relaţiei (54), debitul este evacuat la secţiune plină fără a apare presiuni pe pereţii puţului. Cînd profilul racor-

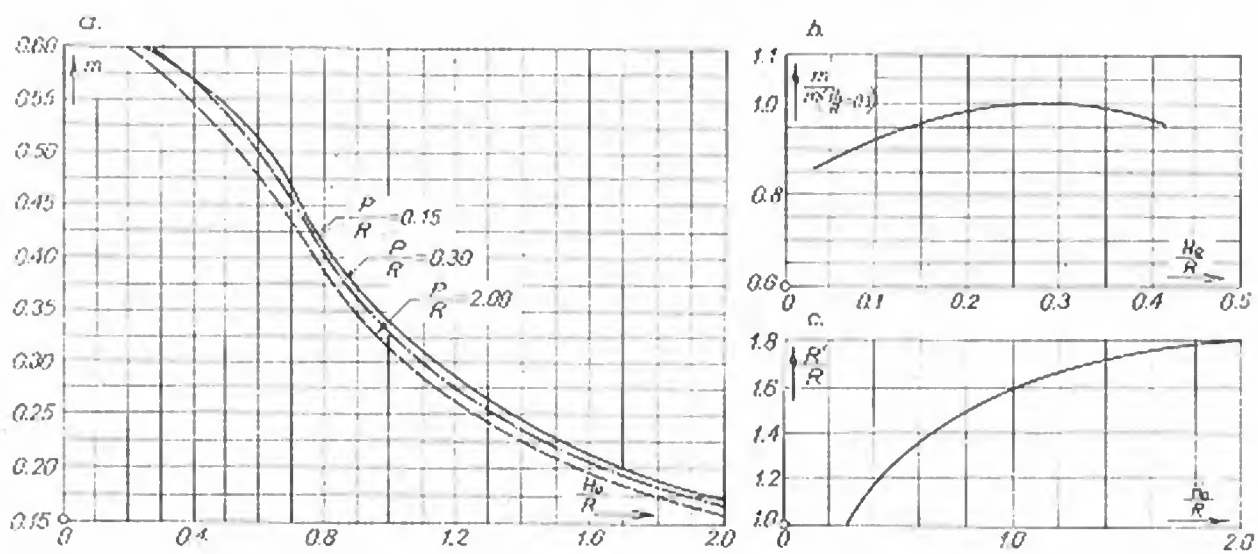


Fig. 9-58. Coeficienţi de calcul:

a — variaţia coeficientului de debit; *b* — influenţa sarcinii efective asupra coeficientului de debit; *c* — sporirea razei pentru evitarea zonelor depresionare.

dului este mai larg decît cel teoretic, în secțiunea AA de tangență a celor două profile (fig. 9-59) se va produce controlul curgerii. Lungimea puțului sub secțiunea AA nu va afecta debitul evacuat, dacă se realizează aerarea corespunzătoare. La căderi mai mari decît cea prevăzută, curgerea deasupra acestei secțiuni se va face sub presiune și cu secțiune parțial plină sub ea. Debitul va fi determinat de această secțiune de control:

$$Q = \pi R_A^2 \sqrt{2g \cdot 0{,}9 H_A}. \tag{55}$$

Relația (55) servește la trasarea ramurii (cd) a cheii evacuatorului.

Puțul și galeria au o arie mai mare decît cea teoretică, dată de relația (54), sub secțiunea de control AA. Dacă se menține presiunea atmosferică în sistemul puț-galerie, curgerea se face cu nivel liber. La creșterea debitului, portalul aval se pune sub presiune. Debitul evacuat este dictat în continuare de relația (55) pînă cînd zona pe care se produce curgerea sub presiune se mută regresiv pînă în secțiunea de control. Apoi capacitatea de evacuare va fi determinată de condiția de conductă sub presiune a ansamblului puț-galerie:

$$H_T = \sum h_r, \tag{56}$$

unde:

H_T — căderea totală între nivelul amonte și cel aval;
Σh_r — suma pierderilor de sarcină.

Cînd diametrul galeriei se alege mai redus din considerații economice, curgerea se face sub presiune la debitul nominal. Se prevăd în acest caz sisteme de aerare corespunzătoare. De multe ori eficiența lor este însă îndoielnică, apărînd fenomene de sifonare și eliminare a pungilor de aer. O indicație practică prevede adoptarea unui diametru de galerie care să asigure curgerea cu grad de umplere 75% (în arie) în secțiunea aval, la debitul maxim de calcul.

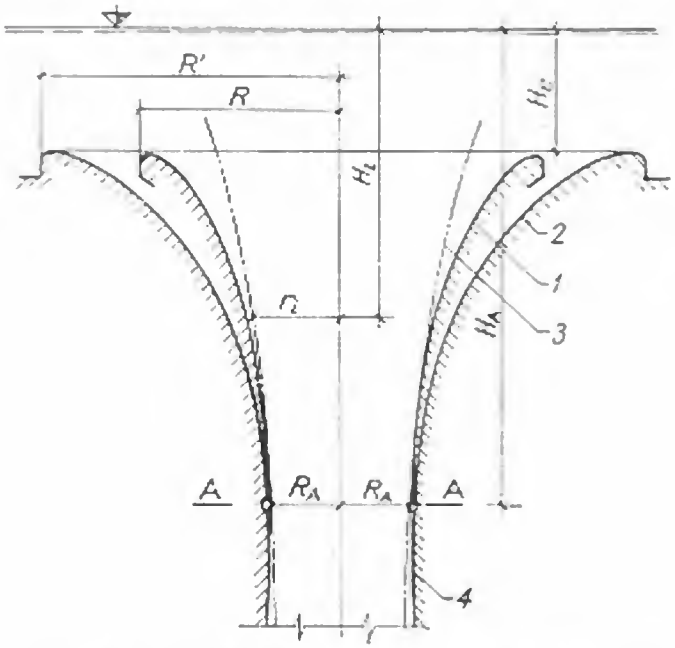


Fig. 9-59. Forma zonei de tranziție:
1 — pîlnie cu rază normală; *2* — pîlnie cu rază majorată; *3* — conturul jetului circular; *4* — profilul racordului.

La alegerea proporțiilor coturilor orizontale și verticale sînt necesare studii pe modele care să verifice dimensiunile ansamblului și să evite apariția de curgeri la secțiune plină, produse de valuri sau oscilații.

Etapele în dimensionare sînt [10]:

— alegerea, prin încercări, a diametrului pîlniei pe baza relației (52);

— trasarea profilului pîlniei, după tabele, corespunzător raportului H_1/R ales și a zonei de

racord cu ajutorul relației (54); se adoptă o curbă care realizează racordarea lină a celor două profile;

— determinarea, prin încercări, a diametrului galeriei care asigură la debitul de calcul curgerea cu nivel liber și grad de umplere de 75%; încercările constau în calcularea, pentru un diametru propus, a pierderilor de sarcină pe lungimea de curgere și determinarea prin ecuația lui Bernoulli a cotei corespunzătoare a pragului aval; viteza se consideră cea corespunzătoare gradului de umplere de 75%, iar aria și perimetrul udat la fel; se adoptă în final diametrul de galerie căruia îi corespunde un prag aval adecvat condițiilor de teren;

— trasarea în final a cheii evacuatorului, utilizînd relațiile (52), (55), (56).

§ 9. EVACUATORI DE FUND ȘI INTERMEDIARI

38. Generalități

Golirile de fund și evacuatorii intermediari alcătuiesc împreună descărcătorii de adîncime ai unui baraj sau amenajări hidrotehnice. Golirile de fund îndeplinesc următoarele funcții:

— asigură scăderea nivelului în lacul de acumulare pentru a face posibilă vizitarea și întreținerea barajului și a prizei de apă;

— permit spălarea depunerilor aluvionare din fața barajului; deși eficacitatea spălărilor prin goliri de fund este limitată, în cazul depunerilor fine, activînd procesul cu hidromonitoare sau prin sifonare, se poate conta pe utilizarea lor;

— contribuie uneori la evacuarea debitelor de viitură, fiind luate ca atare în calcule;

— servesc eventual, în timpul execuției barajului, la trecerea în aval a debitului afluent;

— asigură golirea rapidă a lacului în caz de avarii sau în situații speciale.

Golirile pot fi amplasate în corpul barajelor, sub formă de conducte de golire (fig. 9-60, 9-61, 9-62), sau în versanți, sub formă de galerii de golire (fig. 9-67, 9-68, 9-71).

Golirile intermediare sînt plasate în baraj (fig. 9-65) și servesc la reglarea nivelului în lac și la evacuarea apelor mari. Trecerea debitului se face sub presiune și deci capacitatea de descărcare este mult mai mare decît în cazul deversării libere peste baraj. Față de conductele de golire au avantajul că lucrează sub o presiune mai redusă și deci construcția vanelor este mai simplă, iar funcționarea mai sigură. Odată cu perfecționarea stavilelor și a vanelor, utilizarea golirilor intermediare a devenit frecventă pentru evacuarea apelor mari.

39. Conducte de golire situate în corpul barajului

Golirile de fund sînt conducte circulare care traversează corpul barajului de la paramentul amonte la cel aval. Conducta este realizată sub forma unei tubații metalice autoportante, înglobată în beton. La conductele mai vechi și pentru presiuni

mici se utiliza fonta. În ultima vreme tubațiile se confecționează din oțel sudat [12]. Presiunea apei este preluată prin eforturile care apar în tola metalică fără a se conta pe efectul conlucrării cu masivul de beton. Ipoteza este justificată deoarece la turnare pot apare segregări, zone cu dozaj mai redus, porțiuni de conductă ruginite sau vopsite, care compromit aderența. În figura 9-60 este prezentată una din cele patru tubații de golire de la barajul *Izvorul Muntelui-Bicaz*. Pentru a evita concentrările de eforturi din zona golului, în jurul conductei autoportante s-a prevăzut o armare constructivă cu plasă inelară. La Bicaz, ca și la alte lucrări similare, s-a preferat pozarea mai multor conducte de diametru mai redus decît una sau două de diametru mai mare. Se evită în acest fel slăbirea anumitor secțiuni și complicațiile constructive cu costuri exagerate ale unor vane foarte mari.

Intrarea în golire este situată deasupra talvegului, peste cota volumului mort. Cota axului se alege luînd în considerare viitoarele depuneri aluvionare din fața barajului. Pentru a evita blocarea vanelor și înfundarea golirii cu plutitori de adîncime sau impurități mari, în amonte se prevede un grătar rar cu lumina de 12...20 cm. Lumina este mai mică atunci cînd diametrul golirii este redus, cînd se dispun vane de construcție specială, sau cînd viteza de acces este mare. La diametre mari, închise cu vane plane, lumina crește.

Grătarul se poate realiza sub forma unei cutii de beton cu bare metalice pe laturile amonte (fig. 9-60), din beton armat în întregime, sau ca trunchiuri de

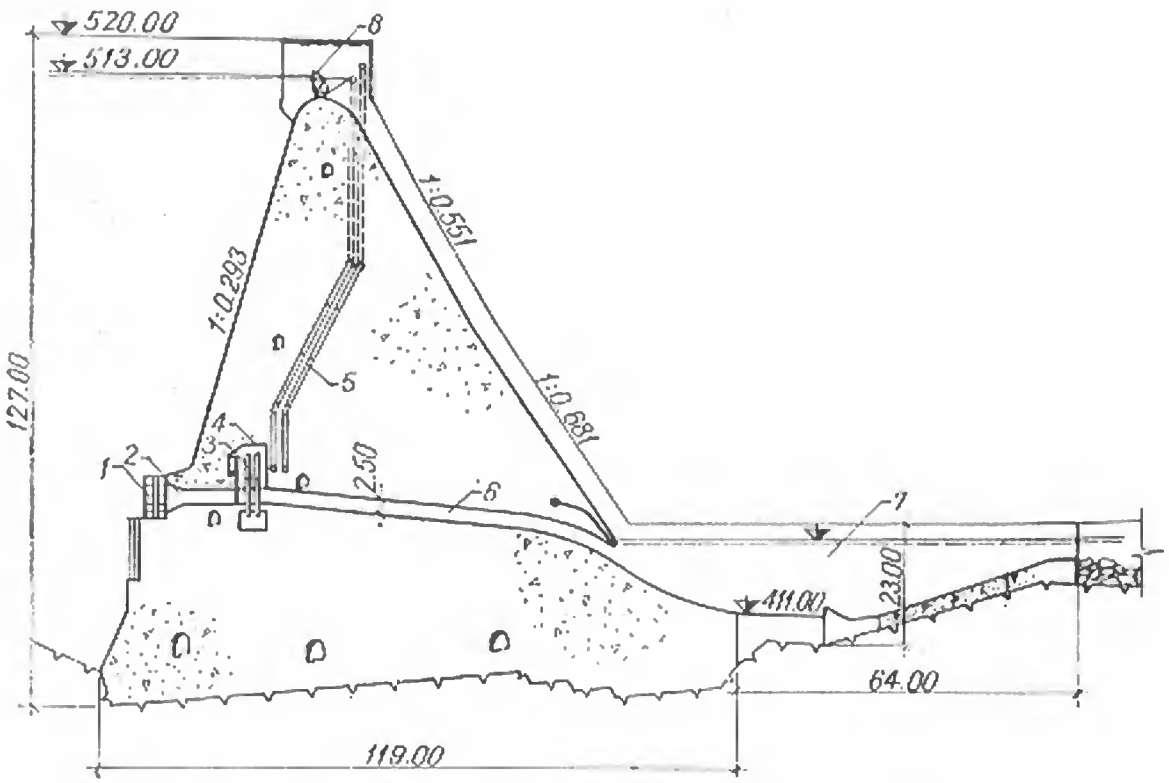


Fig. 9-60. Golire de fund la barajul Izvorul Muntelui-Bicaz:
1 — grătar rar; *2* — trompă de acces; *3* — vane plane ochelar; *4* — casa de vane; *5* — tubații de aerisire; *6* — conductă de golire; *7* — disipator; *8* — stavilă.

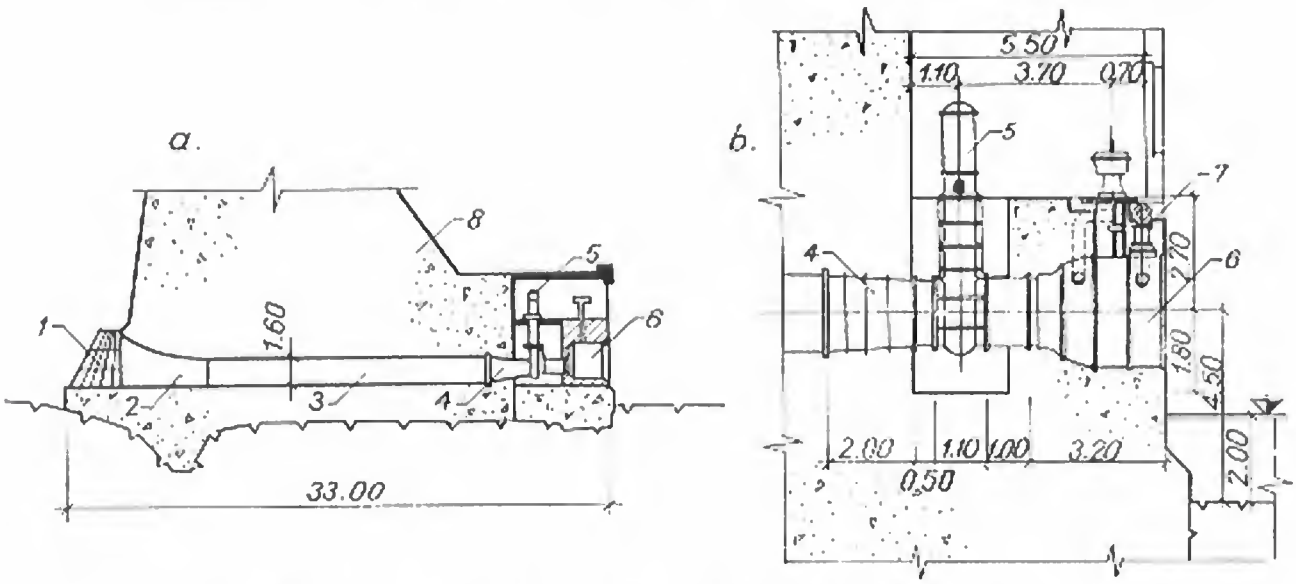


Fig. 9-61. Golire de fund într-un plot nedeversant:
a — dispoziție generală: *b* — casă de vane; *1* — grătar rar; *2* — trompă de intrare; *3* — conductă metalică; *4* — reducție; *5* — vană plană (d = 1,40 m); *6* — vană Johnson (d = 1,40 m); *7* — by-pass; *8* — plot.

con (fig. 9-61) sau semisfere (fig. 9-62) din bare metalice. Viteza de acces în secțiunea grătarului este cuprinsă între 0,7 și 1,5 m/s. Valorile maxime se admit atunci cînd există acces la grătar pentru curățire.

Închiderea golirilor se face cu vane de presiune. Teoretic, poziția vanelor nu are importanță în cazul barajelor de beton, dar se respectă un principiu constructiv:

— cînd conducta este pozată într-un plot deversant, casa vanelor se dispune în interiorul barajului, fiind legată de exterior cu galerii de acces (fig. 9-60);

— cînd plotul este nedeversant (fig. 9-61), sau cînd grosimile sînt reduse, ca în cazul barajelor arcuite (fig. 9-62), casa vanelor se dispune în aval.

La barajele arcuite zvelte, chiar înglobarea tubației de golire poate provoca concentrări și redistribuiri de eforturi. Studiul acestora preocupă în momentul de față pe mulți constructori. Cînd diametrul golirii este mare se preferă amplasarea ei în versant, sub formă de galerie (fig. 9-68). Cînd conducta trece prin baraj, golul se armează constructiv, iar tola se prinde de beton cu ancoraje.

Pe fiecare golire se prevăd două vane, amîndouă capabile să se închidă în timpul funcționării [11]. În amonte se află vana de gardă sau vana batardou, de o construcție mai simplă și cu condiții de etanșeitate mai puțin severe. Ea nu are decît două poziții, închis sau deschis și funcționează numai în cazuri speciale. Rolul ei este să asigure siguranța golirii și a instalațiilor aval și să permită controlul și întreținerea lor. Vana aval este vana de manevră. Aceasta trebuie să aibă posibilitatea de reglare a debitului evacuat, funcționînd și în poziții intermediare. Deoarece trebuie să asigure și o etanșeitate perfectă, construcția ei este mai complicată.

La unele instalații cele două vane se aleg de același tip — vane ochelar la *Bicaz* (fig. 9-60), vane plane la *Zervreila* (fig. 9-62, *a*) — dar mai rațională este diferențierea lor după funcțiile pe care le îndeplinesc. La barajul de greutate din figura 9-61 vana batardou este plană, iar cea de manevră de tip Johnson; la golirea de la *Barthe* (fig. 9-62, *c*) vana batardou este de asemenea plană, dar cea aval este un segment de mare etanșeitate.

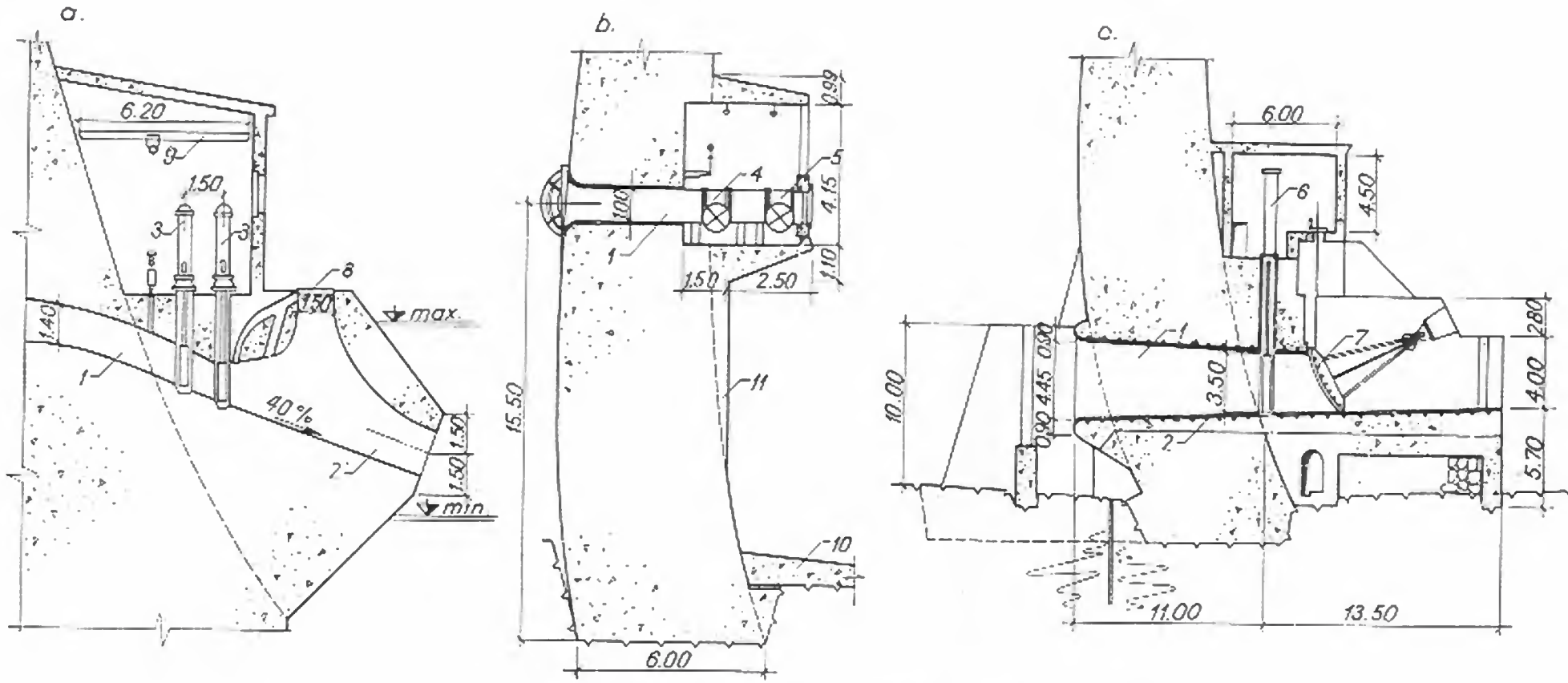


Fig. 9-62. Goliri de fund la barajele arcuite:

a — Zervreila; *b* — Baciu; *c* — Barthe; *1* — tubaţie metalică; *2* — blindaj; *3* — vană plană; *4* — vană fluture; *5* — vană conică; *6* — vană batardou; *7* — vană segment; *8* — aerisire; *9* — pod rulant; *10* — placă de protecţie aval; *11* — îngroşare.

La baraje mai puțin înalte vana de gardă poate fi înlocuită cu un batardou care se poate lansa de la coronament în nișele special prevăzute la intrare. Dispoziția cu batardou amonte și vană segment pentru manevră a devenit frecventă în ultima vreme la o serie de lucrări executate în străinătate [18].

În aval de vana de manevră se prevede instalația de aerare a conductei, pentru a evita apariția cavitației la pozițiile intermediare. Spre exemplu, la *Bicaz*, conductele de aerisire străbat întreg barajul și debușează în pilele de la coronament. De multe ori se prevede un by-pass la vana batardou, pentru a ușura manevrarea acesteia prin egalarea presiunilor pe cele două fețe.

Dimensiunile casei vanelor se determină funcție de gabaritele vanelor în situația de reparații. Acestea sînt impuse de furnizorul echipamentului mecanic. Pentru a evita fenomene de vibrații este bine ca vanele să fie înglobate în beton de montaj (fig. 9-62). În orice caz, confuzorul care reduce diametrul în dreptul vanelor, pentru a ieftini costul acestora, se înglobează în beton.

La barajele cu contraforți golirea se poate dispune în corpul contrafortului, ca la barajul *Firiza*, sau între contraforți, ca la barajul *Secul* (fig. 9-63). Pentru a evita în acest din urmă caz vibrațiile în timpul funcționării, conducta s-a îmbrăcat într-o cămașă groasă de beton armat. Casa vanelor, situată sub trambulina deversorului, asigură ancorarea vanei și a capului aval.

În general conductele de golire au o intrare lină, profilată, un traseu rectiliniu, fețe finisate, fără schimbări bruște de diametru și o ieșire racordată. Aceste prevederi asigură evitarea cavitației. Debușarea în aval trebuie făcută în acord cu cerințele de disipare a energiei vînei de apă evacuate.

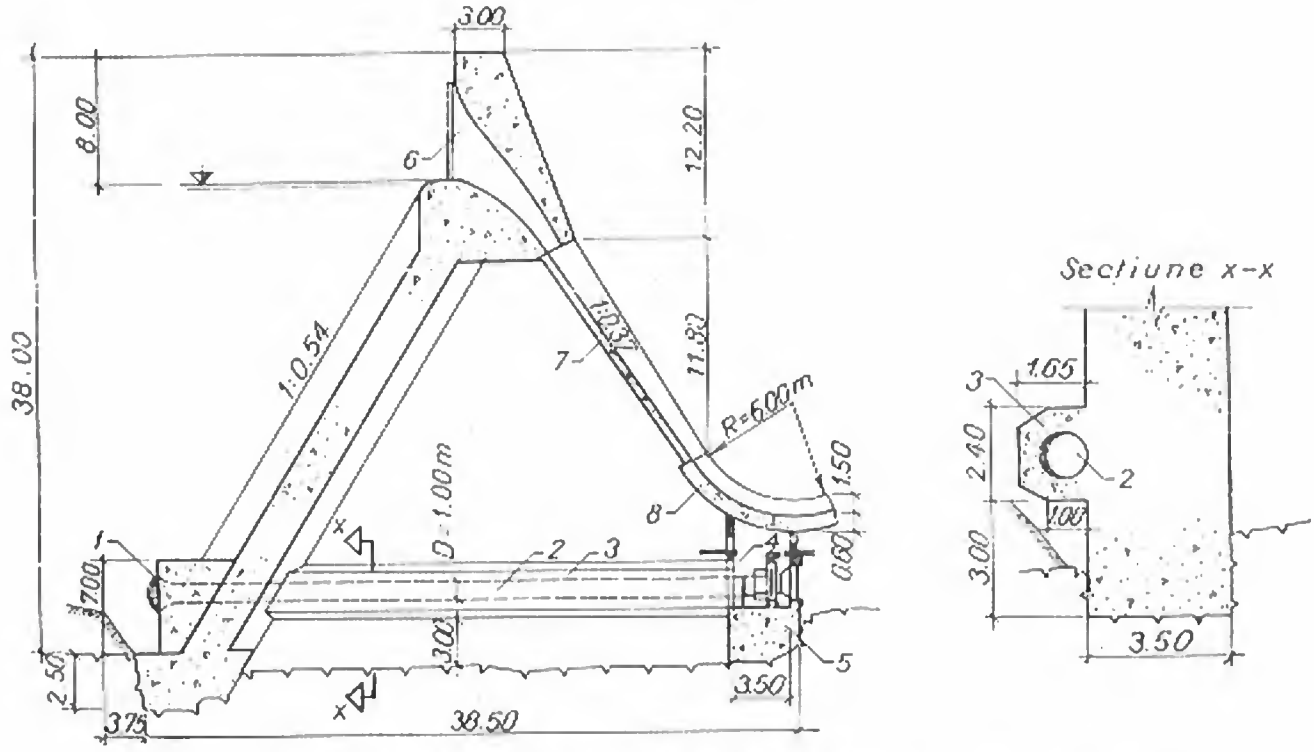


Fig. 9-63. Golirea de fund de la barajul Secul:

1 — grătar rar; *2* — conductă de golire; *3* — masiv de beton; *4* — casa vanelor; *5* — bloc de fundare; *6* — deșeuri de suprafață; *7* — placă deversantă; *8* — trambulină.

40. Combaterea cavitației

Atunci cînd într-un punct al unei mase lichide în mișcare se produce o scădere a presiunii pînă la valoarea presiunii de vaporizare, apare în jurul acestui punct o pungă umplută cu vapori de apă și cu aerul dizolvat în lichid. Acțiunea care însoțește apariția cavitației este de natură chimică și mecanică [19]. În spațiul depresionar apare oxigen în stare născîndă care produce un efect de coroziune asupra pereților. În același timp părți din punga de gaze se desprind și sînt antrenate în zona cu presiune mai mare, unde sînt pătrunse de lichid, dînd naștere unor forțe de impuls. Apar presiuni locale mult mai mari decît cele medii și se produce o lovitură, care repetată des și la intervale scurte, provoacă distrugerea prin oboseală. Loviturile repetate provoacă unde de presiune și vibrații care extind zona de eroziune și pot chiar afecta întreaga construcție. Cînd suprafața inițial netedă a materialului este roasă și devine rugoasă se mărește ritmul distrugerii.

Studiind conducta de golire a unui baraj înalt (fig. 9-64) rezultă mai multe posibilități de apariție a cavitației. La intrarea în conductă firul de curent care trece de-a lungul paramentului amonte își schimbă direcția cu 90°. Dacă forma intrării nu este bine profilată, această schimbare bruscă de direcție provoacă pierderi mari de presiune în punctul respectiv, apărînd un spațiu depresionar și deci cavitație (fig. 9-64, *b*). Forma rațională pe care trebuie să o aibă intrarea în conductă este aceea pentru care conturul solid urmărește exact forma vinei de apă care iese dintr-un orificiu cu pereți subțiri [19]. *L. Liskovec* a arătat, după numeroase experiențe, că pentru forma intrării se poate adopta o strofoidă (fig. 9-64, *c*) cu ecuația:

$$y = (0{,}683 - x)\sqrt{\frac{0{,}874 - x}{x - 0{,}492}}. \qquad (57)$$

În porțiunea aval a conductelor se introduce de multe ori un cot care dă vinei de apă direcția paramentului aval (fig. 9-64, *a*). Dacă nu se iau măsuri speciale, zona cotului rămîne deasupra liniei piezometrice și apar depresiuni. Pericolul de

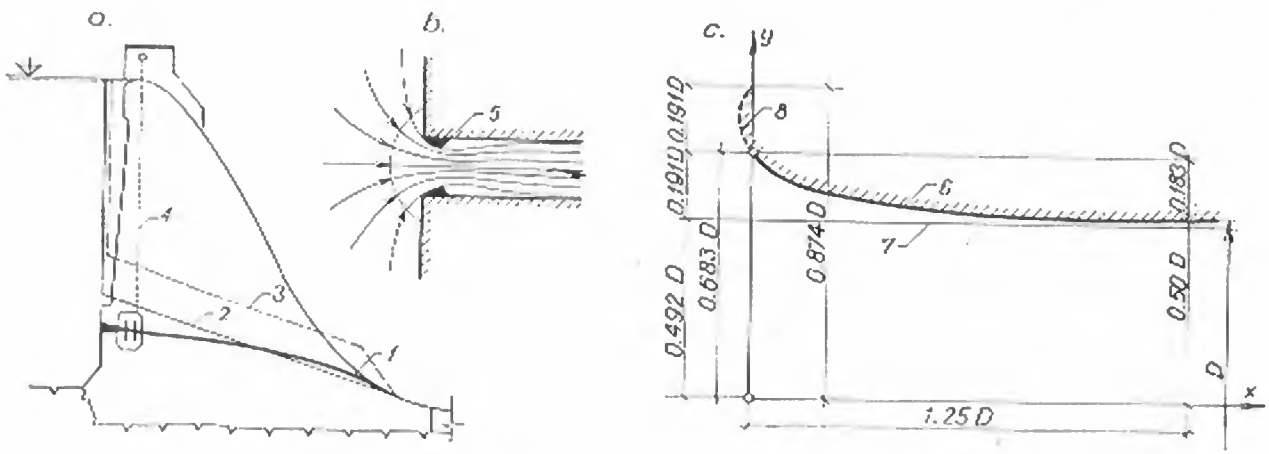


Fig. 9-64. Profilarea intrării în golire:

a — dispoziție generală; *b* — curgerea în dreptul muchiilor vii; *c* — trasarea trompei de acces; *1* — racord cu paramentul; *2* — linie piezometrică; *3* — poziția liniei piezometrice în cazul îngustării către debușare; *4* — tubații de aerare; *5* — pungă de cavitație; *6* — contur teoretic; *7* — asimptotă; *8* — reborduri.

cavitație este cu atît mai mare cu cît ieșirea din conductă se face la o cotă mai joasă. Drept remediu se recomandă contractarea secțiunii de la ieșire, ridicînd astfel linia piezometrică de-a lungul întregii conducte. Contracția optimă este de circa 15%, zona de contractare asigurînd în același timp și o lățire a vinei sub formă de elipsă turtită.

Orice neregularitate în pereții unei goliri de fund, în care apa circulă cu mare viteză, este de natură a provoca apariția cavitației. Finisarea blindajelor trebuie să fie făcută cu grijă. La blindaje din tolă sudată neregularitățile și asperitățile sudurii trebuie netezite.

Tipul și alcătuirea vanelor pentru goliri trebuie să țină totdeauna seama de necesitatea de înlăturare a cavitației. Vanele plane obișnuite, utilizate ca vane de gardă, provoacă fenomene de cavitație la căderi mai mari de 25...30 m [11]. Vanele ochelar reduc acest pericol prin micșorarea pierderilor locale de sarcină. În plus ele permit ca porțiunea cuprinsă între intrare și vane să rămînă circulară, asigurînd mai ușor o intrare hidrodinamică.

O măsură de precauție luată în multe situații este punerea în contact cu presiunea atmosferică imediat în aval de vane. Diametrul conductelor de aerisire trebuie luat de circa 1/10...1/13 din diametrul golirii [18]. Un rol important are amplasarea tuburilor de aerisire, asupra căreia dau indicații numai experiențele de laborator.

41. Descărcători intermediari

Acești descărcători au secțiunea de intrare situată mult deasupra talvegului, servind în exploatare la evacuarea debitelor maxime. Lucrînd de obicei sub o sarcină de mai mulți zeci de metri, capacitatea lor de evacuare este superioară aceleia a descărcătorilor de suprafață. În ultima vreme sînt preferați ca soluții de descărcare la multe dintre acumulările unde există debite de viitură importante. În figura 9-65 sînt prezentate trei dispoziții caracteristice pentru golirile intermediare.

La barajul *Olympus* (S.U.A.), construit pe Colorado (fig. 9-65, *a*), o parte din debitul de viitură se evacuează prin cele patru goliri intermediare. Lucrînd sub o sarcină redusă, vana de manevră este plană, fiind manevrată de la coronament. Drept vană de gardă s-a prevăzut un batardou care poate culisa în nișele pilelor. Conductele metalice sînt plasate în ploturile nedeversante și debușează în bazinul disipator al evacuatorului de suprafață.

La barajul *Kariba*, pe Zambezi, evacuarea apelor mari se face exclusiv prin șase deschideri dispuse la circa 30 m sub coronament (fig. 9-65, *b*). Retenția se asigură cu vane plane de 9 × 9,50 m, manevrate de asemenea de la coronament, în amonte fiind prevăzute nișele pentru batardou. Debitul evacuat printr-o deschidere variază între 1 400 și 1 600 m^3/s, în funcție de nivelul din lac. Prin dispariția casei vanelor și adoptarea unor vane de construcție simplă, aceste soluții sînt mai ieftine și mai sigure decît golirile de fund. Aria deschiderilor crește și ea, deci și valoarea debitului trecut în aval.

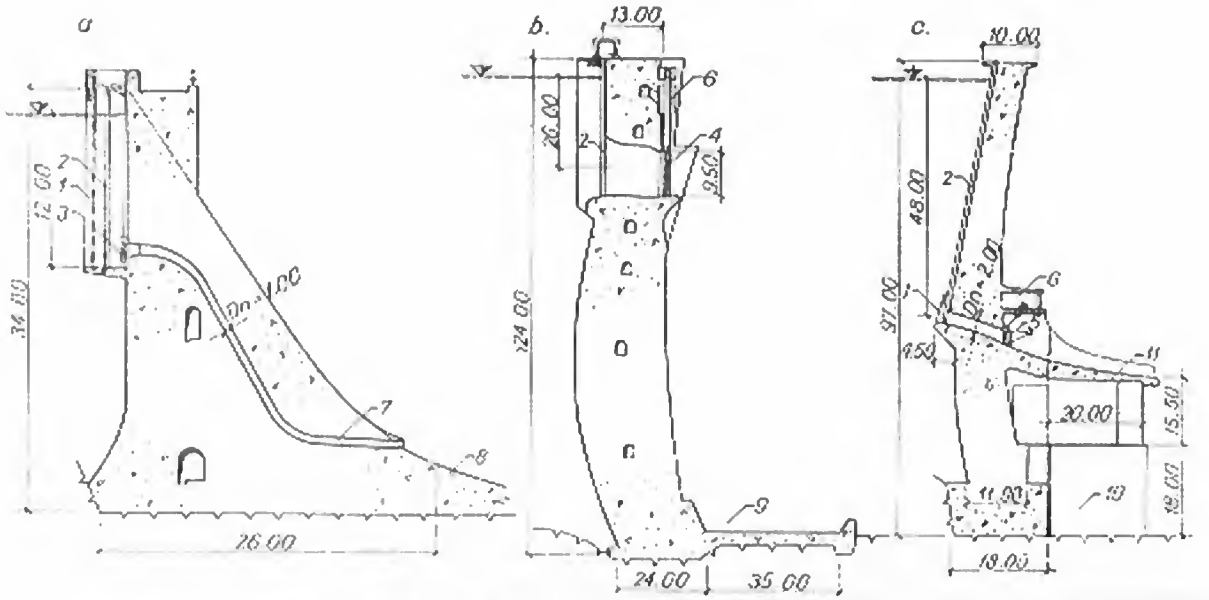


Fig. 9-65. Descărcători intermediari la barajele:
a — Olympus; *b* — Kariba; *c* — Tarnița; *1* — grătar rar; *2* — nișă de batardou; *3* — vană plană 1,50 × 1,50 m; *4* — vană plană 9 × 9,50 m; *5* — vană segment 2 × 1,5 m; *6* — casa vanelor; *7* — tubație metalică; *8* — radier disipator; *9* — radier de protecție; *10* — centrală hidroelectrică; *11* — aruncătoare.

În figura 9-65, *c* este prezentat unul din cele două evacuatoare intermediare de la barajul *Tarnița*. Împreună cu deversorul canal de la coronament (fig. 9-34), ele asigură trecerea în aval a debitului de viitură. Ieșirea se face deasupra centralei de la piciorul barajului, de unde apa este aruncată în aval de trambulină. Pentru închidere s-a prevăzut într-o primă etapă un batardou plan în amonte (ce poate fi manevrat de la coronament) și o vană segment în aval.

42. Conducte de golire la barajele din materiale locale

La barajele înalte de pămînt sau anrocamente, golirea se face prin galerii ce ocolesc ampriza barajului, săpate în versant. Cînd barajele au înălțimi reduse, versanții sînt lini și roca este slabă ori inexistentă, excavarea galeriilor devine imposibilă. Golirea de fund se execută în acest caz sub forma unei conducte de beton armat sau precomprimat ce străbate corpul barajului la nivelul albiei (fig. 9-66).

Trecerea unei conducte de golire prin corpul unui baraj sau pe sub talpa lui necesită multă prudență și măsuri constructive adecvate. Eventualele fisurări sau deschideri de rosturi provoacă infiltrații ce pot duce la spălarea barajului în zona golirii și la avarierea lui. Pentru reparații sau revizii exterioare umplutura trebuie desfăcută și deci barajul scos din funcțiune. Suprafața de contact dintre conductă și umplutură reprezintă o cale posibilă pentru infiltrații. Acestea se combat prin reborduri speciale de beton care mărese drumul apei și prin vopsirea la exterior cu bitum [12]. Ținînd seama de aceste considerente se impune pozarea conductelor pe stratul de bază, acolo unde tasările vor fi minime, ca și excavațiile necesare.

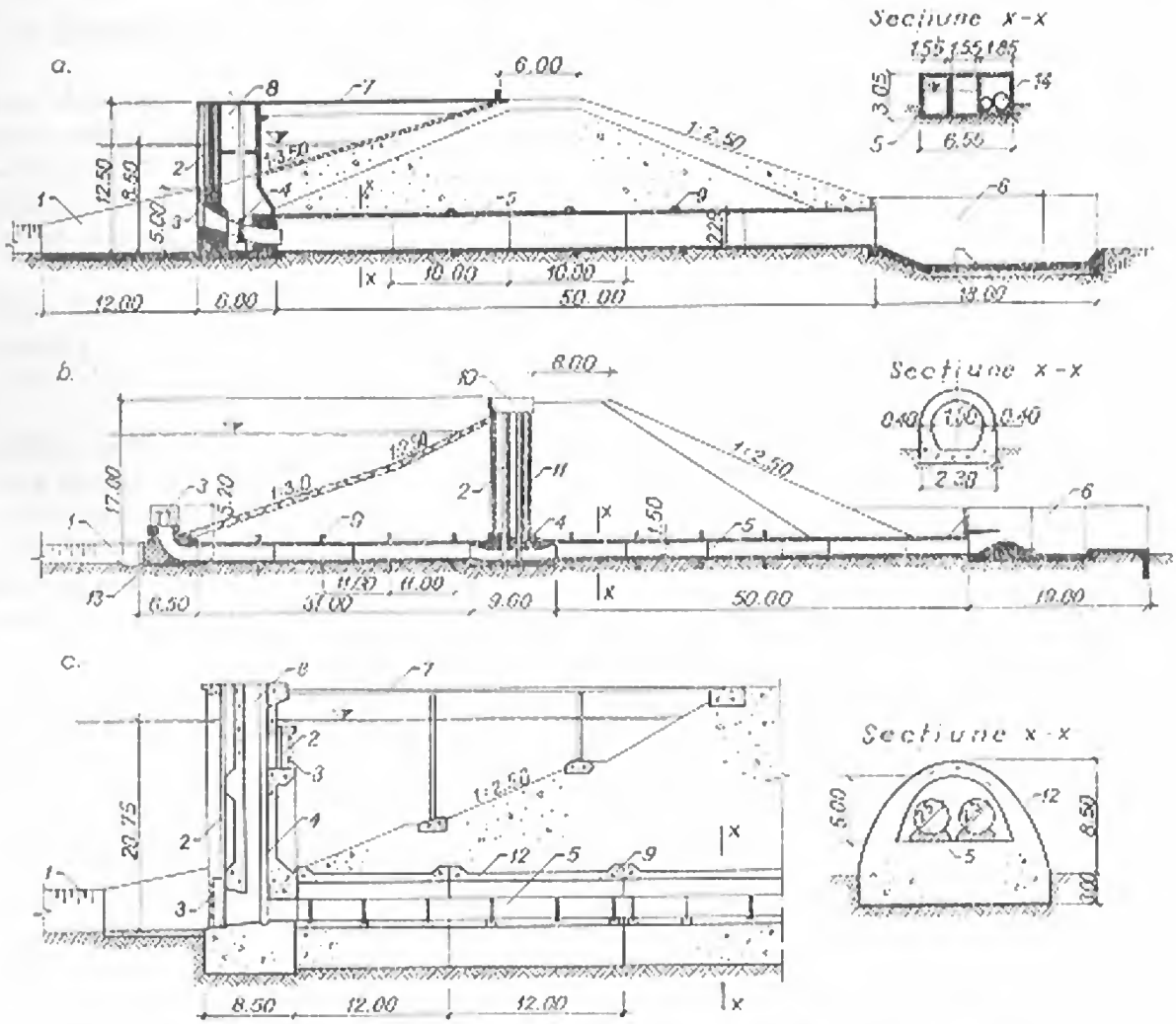


Fig. 9-66. Goliri de fund situate în corpul barajelor de pămînt:

a — cu turn amonte; *b* — cu puț de acces; *c* — cu turn de manevră și galerie purtătoare; *1* — șenal de acces; *2* — vană batardou; *3* — grătar; *4* — vană de manevră; *5* — conductă de golire; *6* — disipator; *7* — pasarelă de acces; *8* — turn de manevră; *9* — diafragme; *10* — puț de acces; *11* — tubație de aerare; *12* — galerie purtătoare; *13* — dop de beton; *14* — aducțiune.

Pentru prevenirea fisurării sau ruperii provocate de tasările diferențiate, conducta se separă în tronsoane de 10...12 m prin rosturi de tasare și contracție. Dispozițiile constructive sînt identice cu cele de la conductele de beton armat. Cînd sînt posibile tasări foarte mari, conducta de golire se plasează într-o conductă purtătoare (fig. 9-66, *c*). Se asigură în acest fel revizia permanentă și se poate interveni în caz de avarie fără a compromite barajul. Deși soluția este scumpă, ea devine acceptabilă dacă conducta purtătoare a servit în timpul execuției la devierea apelor. Soluții economice se pot realiza și dacă se combină golirea de fund cu descărcătorii de suprafață, ca la barajul *Vida* (v. fig. 9-50).

Intrarea în conductă se poate face la nivelul talvegului sau la cote mai ridicate, cînd se asigură un volum de rezervă pentru depuneri. Cînd conducta a servit inițial la devierea apelor, secțiunea de intrare definitivă se plasează la o cotă superioară sub forma unei ramificații (fig. 9-66, *b*). În amonte de golire se nivelează sau se exca-

vează un canal de acces, care poate fi căptușit sau blocat cu bolovani pentru a preveni spălările [12].

Secțiunea transversală a conductei de golire poate fi circulară, ovoidală sau dreptunghiulară. Se preferă secțiuni ovoidale sau semiovoidale, care preiau bine împingerile verticale și laterale ale umpluturii (fig. 9-66, *b*), sau secțiuni dreptunghiulare care aduc simplificări constructive (fig. 9-66, *a*). Armarea se face la sarcinile transmise de umplutură și de presiunea interioară, pe tronsoanele unde ea se manifestă.

Închiderea conductei se face cu ajutorul vanei de manevră dar și aici, ca la toate golirile, se prevede o a doua închidere, de siguranță. Datorită presiunilor reduse, vana de gardă este înlocuită de batardouri plasate în amonte. Poziția vanei de manevră poate fi în amonte sau pe traseul golirii.

Cînd vana este în poziție amonte, grătarul, batardoul și vana se pot grupa într-o construcție unică — turnul de manevră (fig. 9-66, *a*). Pe întreg traseul conducta este vizitabilă și se poate întreține și repara. Accesul la turn se asigură de pe coronament, pe pasarela de acces. La baraje mai înalte soluția devine însă complicată și construcția turnului foarte grea. Solicitările din presiunea apei din lac și mai ales cele din gheață — împingerea și tendința de smulgere a turnului la ridicarea nivelului din lac — sînt importante și necesită secțiuni groase și armări puternice [10].

Cînd vana se găsește în poziție intermediară, tronsonul amonte este supus presiunii interioare a apei și trebuie calculat în consecință. Presiunea apei din lac echilibrează presiunea interioară numai pînă cînd conducta capătă suficientă acoperire. Din zona sub presiune pot apare infiltrații și deci pericol de spălare. Este bine ca această zonă să fie limitată la maximum 1/3 din lungimea conductei [10]. Accesul la casa vanelor se poate face din galeria de drenaj și vizitare — dacă există — sau prin puțuri plasate în amonte de coronament (fig. 9-66, *b*). Soluțiile cu puțuri umede sînt neindicate datorită pericolului de infiltrație. Puțul se construiește ca o structură de beton armat, ținînd seama că pereții sînt supuși împingerilor laterale diferențiate, provocate de tasările umpluturii.

La golirile echipate cu turnuri de manevră se prevede uneori o a doua intrare, la o cotă superioară. Vana și batardoul sînt în acest caz de construcție mai simplă. Deschiderea inferioară se utilizează numai în cazul golirii complete a lacului, iar pentru reglări de nivel, sau debit de servitute în aval, se utilizează accesul superior [12] (fig. 9-66, *c*).

La ieșirea din golire se execută de obicei un bazin disipator, spre a evita eroziunile la piciorul aval. În unele cazuri se prevede numai un canal căptușit care conduce debitul spre albia rîului.

43. Galerii de golire

Regimul de funcționare al galeriilor de golire este identic cu acela al conductelor de golire. Galeriile se adoptă în cazul barajelor de pămînt sau anrocamente, cînd nu este posibilă trecerea conductei prin corpul barajului. Soluția cu galerii se folosește și la barajele de beton, în special la cele arcuite, pentru a evita practicarea golurilor în baraj. În majoritatea cazurilor se amenajează ca golire fosta galerie de deviere din timpul execuției (fig. 9-67, 9-69, 9-71). În anumite situații, deși golirea se prevede

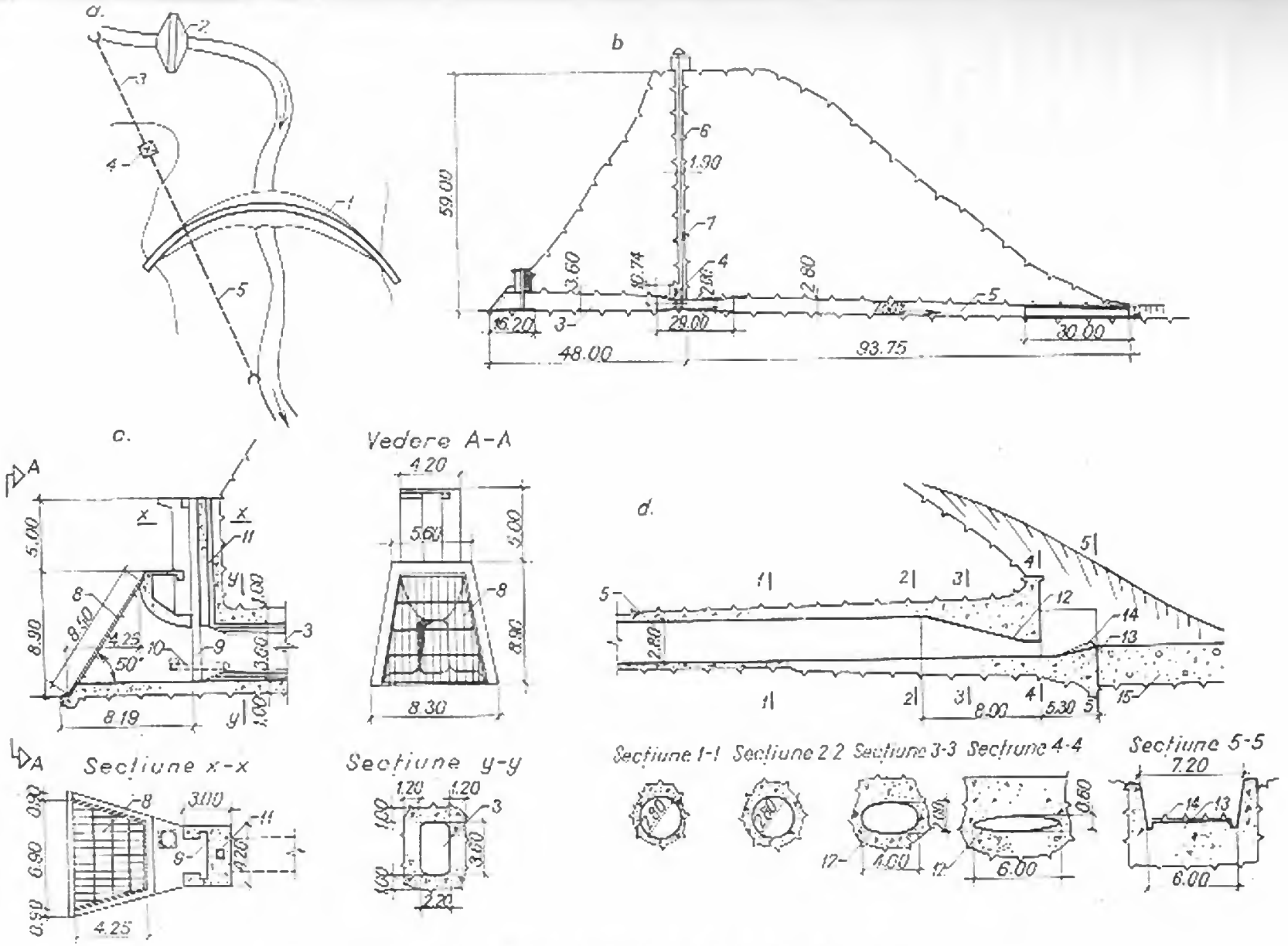


Fig. 9-67. Galeria de golire de la barajul Negovanu:

a — vedere în plan; *b* — profil longitudinal; *c* — portal de intrare; *d* — debușare: *1* — baraj; *2* — batardou amonte; *3* — tronson amonte; *4* — casă vanelor; *5* — tronson aval; *6* — puț uscat; *7* — tubație de aerare; *8* — grătar rar; *9* — nișă de batardou; *10* — by-pass; *11* — aerisire; *12* — blindaj metalic; *13* — aruncătoare; *14* — deflector; *15* — blocaj aval.

în baraj, galeria de deviere se utilizează ca golire de siguranță de mare capacitate. Dopul de beton care închide galeria poate fi aruncat în aer, cu exploziv prevăzut în acest scop, asigurîndu-se golirea rapidă a lacului în caz de avarie [20].

Intrarea se execută sub forma unei trompe de acces profilată hidrodinamic, după forma liniilor de curent. În figura 9-67 este prezentată galeria de golire, cu alcătuirea intrării și ieșirii sale, de la barajul *Negovanu*. Admisia cuprinde grătarul, vana batardou, puțul de aerisire și conducta de by-pass. Grătarul rar, alcătuit din bare metalice, protejează galeria și vanele de blocare cu plutitori și impurități mari. Puțul de aerisire face legătura imediat în aval de vană, pentru a evita vidul în galerie în cazul unei închideri rapide. Conducta de by-pass este betonată în căptușeală și are capetele dispuse în amonte și în aval de vana batardou. Ea servește la egalarea presiunilor în amonte și aval pentru a ușura manevra.

La galeriile de golire de la *Vidraru* (fig. 9-68) trompele de acces s-au plasat la 20 respectiv 43 m deasupra talvegului, pentru a asigura volumul de aluvionare. Golirea nr. 1 folosește galeria de deviere, iar golirea nr. 2 fostul tunel de cale ferată îngustă care asigura accesul spre amonte. La intrare sînt plasate numai grătarele rare, vanele de gardă fiind situate mai în aval. La fel se realizează intrarea și la galeria de golire de la *Leșu* (fig. 9-71).

Uneori se prevăd accese la diverse nivele, pentru eventualitatea că depunerile ar obtura intrările de la cote inferioare. În figura 7-69 este reprezentată partea de intrare a golirii de la barajul *San Gabriel nr. 2*, care are cinci deschideri de admisie prevăzute cu grătare rare și vane fluture.

Cînd se prevede ca evacuarea apelor mari să se facă prin galerii, acestea se pot eșalona pe înălțime pentru a reduce sarcina la vane și a mări siguranța în exploatare. Se execută deci galerii intermediare, după cum sînt și cele de la barajul *Vaiont* (fig. 9-70).

Închiderea galeriilor de golire se face întotdeauna cu două vane: cea amonte este vana batardou sau de siguranță, iar cea aval de manevră. În mod frecvent prima vană se dispune chiar la intrare, sub forma unui batardou ce se lansează de pe o platformă de acces, ca la barajul *Negovanu*, sau de pe versant, pe un plan înclinat, cum s-a realizat la barajul *Leșu* (fig. 9-71). La barajul *Vidraru* vanele batardou s-au plasat într-o casă de vane excavată în versant, la care accesul se face printr-o galerie orizontală. Vanele de manevră se dispun în aval, fie într-o aceeași casă de vane cu cea pentru batardouri, ca la golirea nr. 1 de la *Vidraru*, fie într-o casă de vane proprie. Accesul se poate face prin galerii orizontale sau prin puțuri. La *Negovanu* s-a executat un puț uscat de 57 m, cu diametrul de 1,50 m, de pe platforma versantului drept (fig. 9-67). În zona vanelor, galeria se căptușește cu o tolă metalică și se realizează un confuzor care reduce diametrul vanelor și deci costul lor.

În anumite situații vanele de manevră se prevăd în avalul golirii. Spre exemplu, la golirea nr. 2 de la *Vidraru* închiderea se face cu o vană Johnson, care asigură o bună împrăștiere a vinei lichide și deci elimină construcțiile de disipare (v. fig. 9-68).

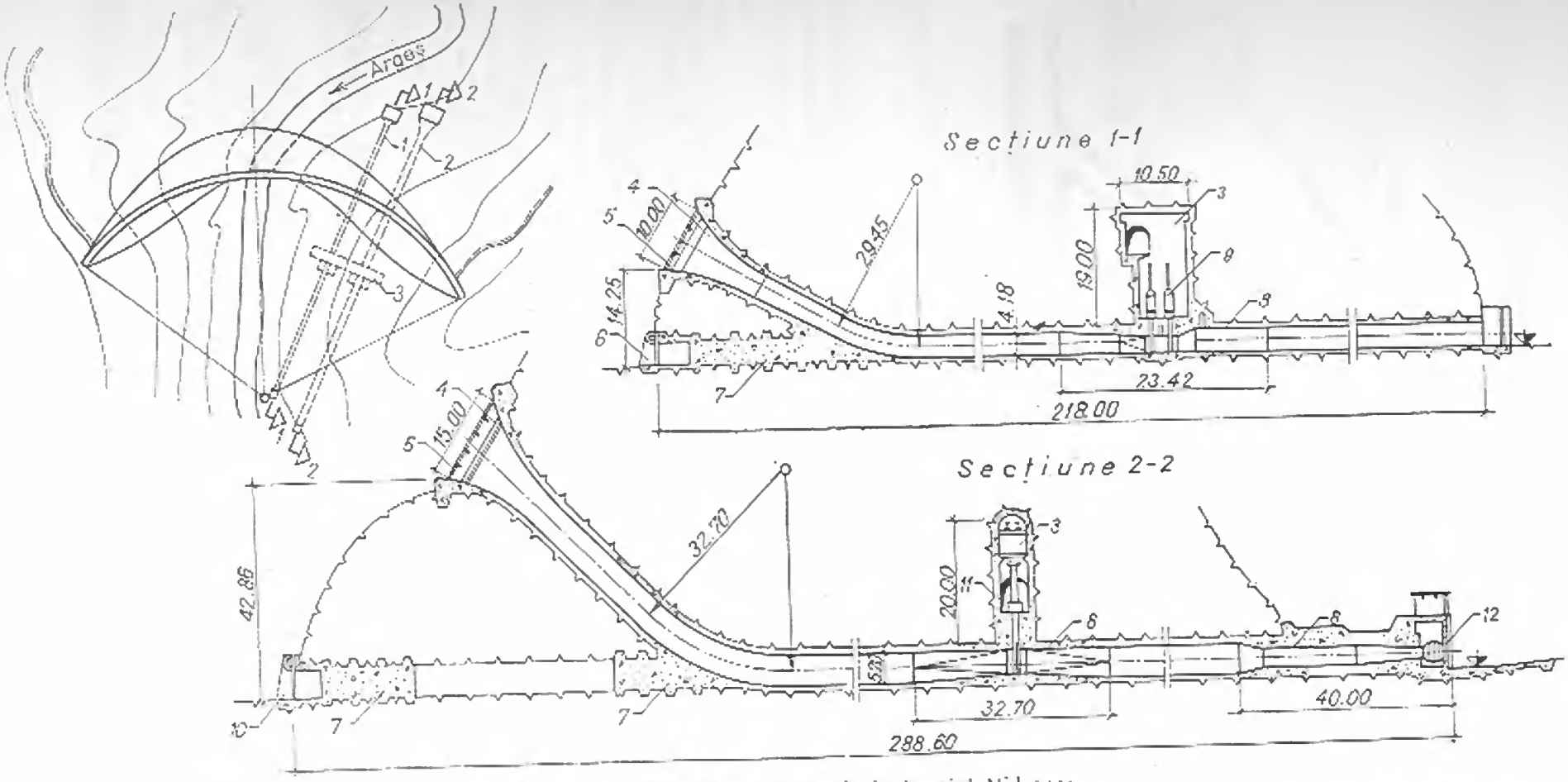


Fig. 9-68. Galeriile de golire de la barajul Vidraru:

1 — golirea nr. 1; *2* — golirea nr. 2; *3* — casa vanelor; *4* — trompă de acces; *5* — grătar rar; *6* — galerie de deviere faza I-a; *7* — dop de beton; *8* — zonă blindată; *9* — vană plană; *10* — galerie de deviere faza a II-a; *11* — tunel de acces; *12* — vană Johnson.

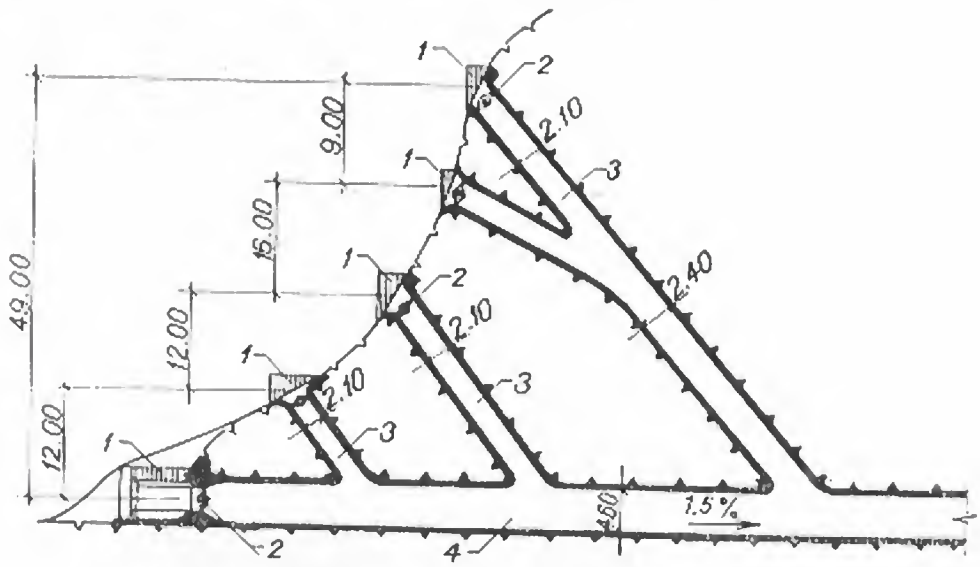


Fig. 9-69. Galerie de golire cu acces la mai multe cote:
1 — grătar rar; *2* — vană fluture; *3* — galerii de admisie; *4* — galerie colectoare.

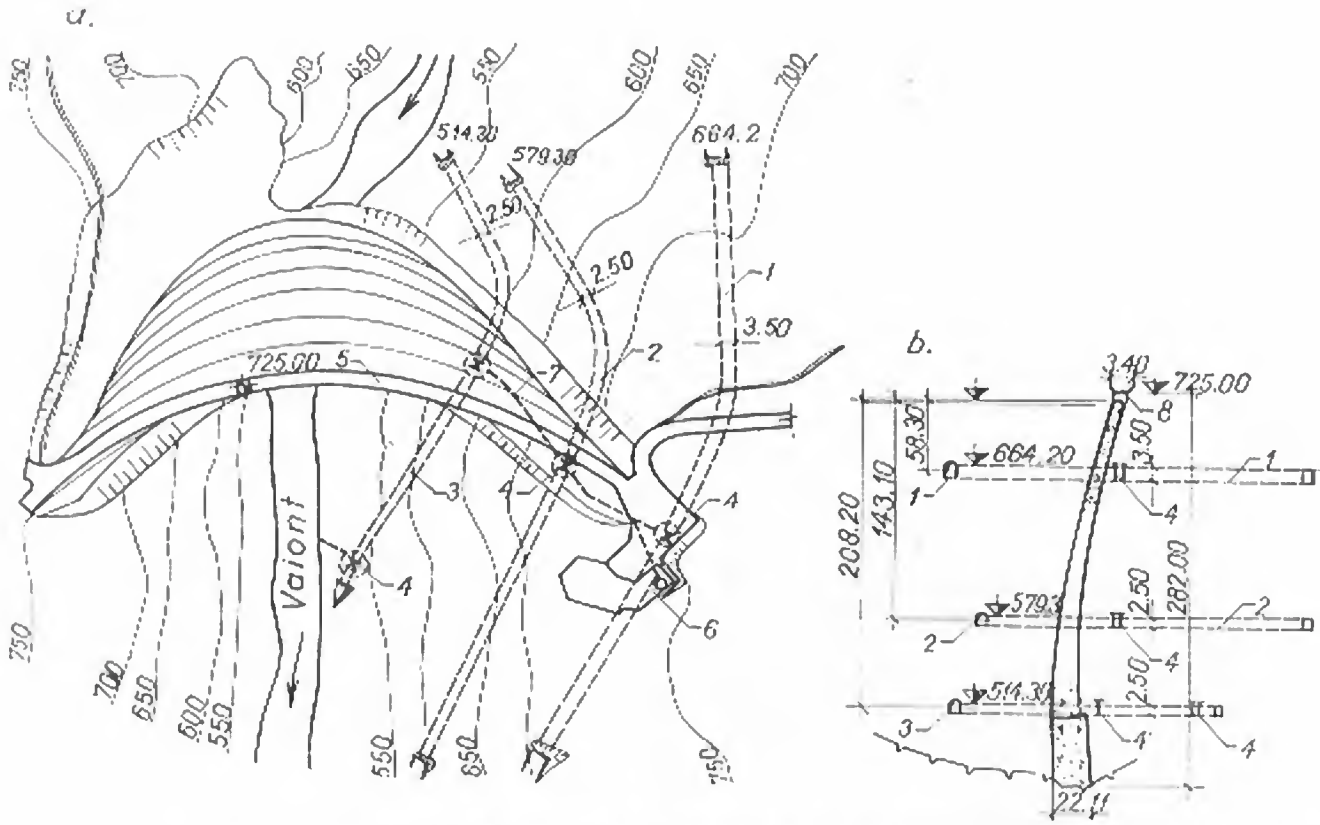


Fig. 9-70. Galeriile de descărcare de la barajul Vaiont:
a — vedere în plan; *b* — secțiune transversală; *1* — golire superioară; *2* — golire intermediară; *3* — golire de fund; *4* — casa vanelor; *5* — coronament; *6* — casa instalațiilor de manevră; *7* — galerie de acces; *8* — descărcător de suprafață.

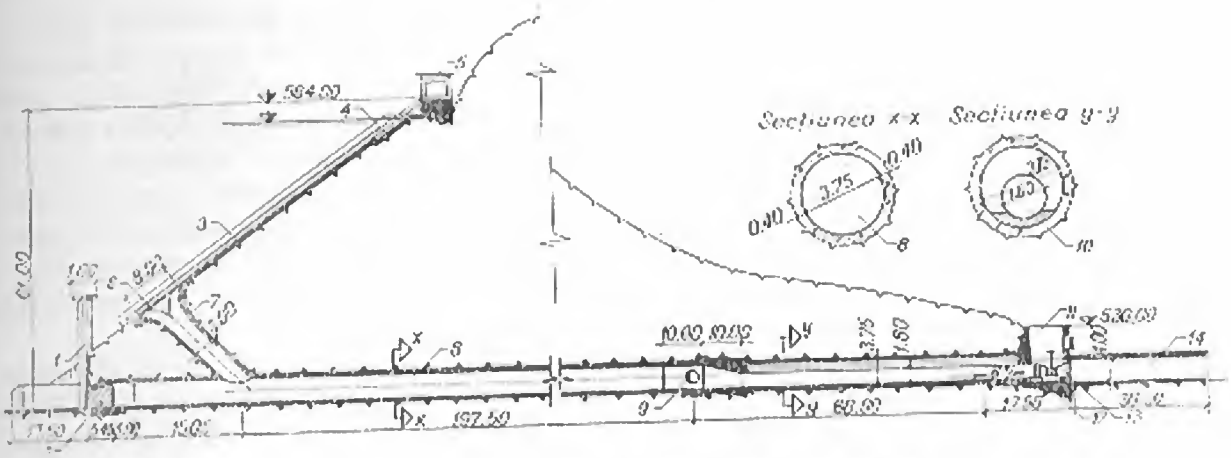


Fig. 9-71. Galeria forțată și de golire de la barajul Leșu:
1 — nișa batardoului de închidere; *2* — dop de beton; *3* — plan înclinat; *4* — locașul batardoului prizei; *5* — casa traiților; *6* — grătar; *7* — trompă de admisie; *8* — galerie betonată; *9* — conductă forțată; *10* — conductă de golire; *11* — casa vanelor; *12* — vană fluture; *13* — vană conică; *14* — disipator.

La *Leșu* (fig. 9-71) poziția aval este impusă de faptul că galeria servește atît pentru golire cît și pentru transportul apei la centrală, pînă aproape de zona debușării.

Debușarea se prevede cu construcții de disipare și de racord cu rîul, dar cînd roca este rezistentă și situată la zi, se prevede un simplu portal de ieșire. La galeria de la *Negoranu* în tronsonul aval secțiunea curentă, circulară, ia forma elipsoidală realizînd etalarea lamei. Apa este trimisă spre rîu de o trambulină prevăzută cu deflectori (fig. 9-67, *c*). La galeria de la *Leșu* debușarea se face într-un canal închis, căptușit cu beton armat, unde ciocnirea vinelor și etalarea asigură o disipare corespunzătoare (fig. 9-71).

Galeriile de golire se execută în roci bune, rezistente, contîndu-se pe efectul acestora în preluarea presiunii interioare. Căptușeala se execută din beton simplu, prevăzîndu-se armătură la tronsoanele de intrare și ieșire, unde nu se asigură acoperirea, sau în zonele cu condiții geologice mai slabe. Uneori se analizează chiar soluții cu galeria necăptușită. Se face în acest caz un calcul tehnico-economic, comparînd costul surplusului de excavații, cerut de mărirea secțiunii galeriei necăptușite, cu costul volumului de beton necesar căptușirii. La golirile importante, de mare cădere, în care viteza apei este foarte mare, se adoptă întotdeauna galerii căptușite.

44. Debite evacuate

La golirile intermediare debitele de calcul se stabilesc în funcție de schema adoptată pentru evacuarea apelor mari și de mărimea debitelor de viitură. Ele se dimensionează ca orificii și numai cînd traseul lor străbate corpul barajului (v. fig. 9-65, *a*) se consideră drept conducte scurte.

La golirile de fund debitul de calcul se stabilește ținînd seama de diverse recomandări. Debitul golirii nu se ia în considerare la evacuarea viiturii de calcul, dar se contează pe aportul lui în cazul debitului de verificare. Se consideră că la un

nivel minim golirile trebuie să evacueze debitul afluent din perioadele în care ar fi necesare eventuale lucrări de întreținere sau reparații [10]. Se impune de asemenea ca prin goliri să se poată goli lacul într-un timp cît mai scurt [11]. Durata golirii este funcție de importanța lucrării și de capacitatea lacului, fără a exista precizări ferme. În România la lucrările mai importante este în general acceptată o durată de 2...4 săptămîni. În orice caz, trebuie avut în vedere ca debitul maxim al golirii să nu depășească debitele viiturii medii din aval, care ar produce inundații și pagube însemnate. În anumite situații, la goliri de mare capacitate cu funcționare sigură, se contează pe goliri la evacuarea unei părți din viitura de calcul. Dimensionează în acest caz debitele de calcul care i se atribuie [10].

Calculul hidraulic se face aplicînd teorema lui *Bernoulli* pe un fir de curent, cu considerarea pierderilor de sarcină distribuite și locale. Debitul se calculează din condiția de egalitate a pierderilor de sarcină cu căderea disponibilă amonte-aval.

§ 10. DESCĂRCĂTORI SPECIALI

45. Generalități

Descărcătorii speciali au dispoziții constructive deosebite, combinînd diverse tipuri de descărcători clasici în vederea măririi capacității de evacuare. Adoptarea unui astfel de descărcător se impune atunci cînd frontul de evacuare este redus și este neeconomică mărirea înălțimii lamei deversante. Calculul hidraulic se face pe baza acelorași principii indicate la evacuatorii de tip clasic. Sînt însă necesare studii pe modele hidraulice pentru definitivarea formelor și dimensiunilor, ca și pentru verificarea posibilității de trecere în aval a gheșurilor și plutitorilor.

46. Lungirea conturului deversant

Descărcarea prin deversare liberă are avantajul siguranței maxime în exploatare, dat fiind că elimină riscul de blocare a elementelor mobile. Față de o soluție cu stavile, ea rămîne în limite economice pentru înălțimi normale ale lamei deversante. Cînd înălțimea lamei crește exagerat, cota coronamentului barajului trebuie să se înalțe corespunzător. La barajele din materiale locale și chiar la cele de beton, această înălțare necesită volume de lucrări suplimentare foarte mari. Pornind de la aceste considerente, la o serie de baraje s-au imaginat forme speciale ale conturului deversant, care să lungească frontul și să reducă deci înălțimea lamei.

La barajul de pămînt *Sarno* (Algeria), pîlnia descărcătorului a luat forma unei margarete cu 8 petale, dispuse radial față de puț (fig. 9-72). Debitul evacuat atinge 360 m^3/s pentru o lamă deversantă de numai 1,0 m. Capacitatea de evacuare este limitată de puțul descărcătorului și nu de condiția de deversare [20].

Lungirea conturului deversant la barajul cu bolți multiple *Beni-Bahdel* (Algeria) s-a realizat prin plasarea unui descărcător în „dinți de pieptăne" la racordul cu versantul stîng [20]. Acesta constă din o serie de canale colectoare, lansate pe o lungime

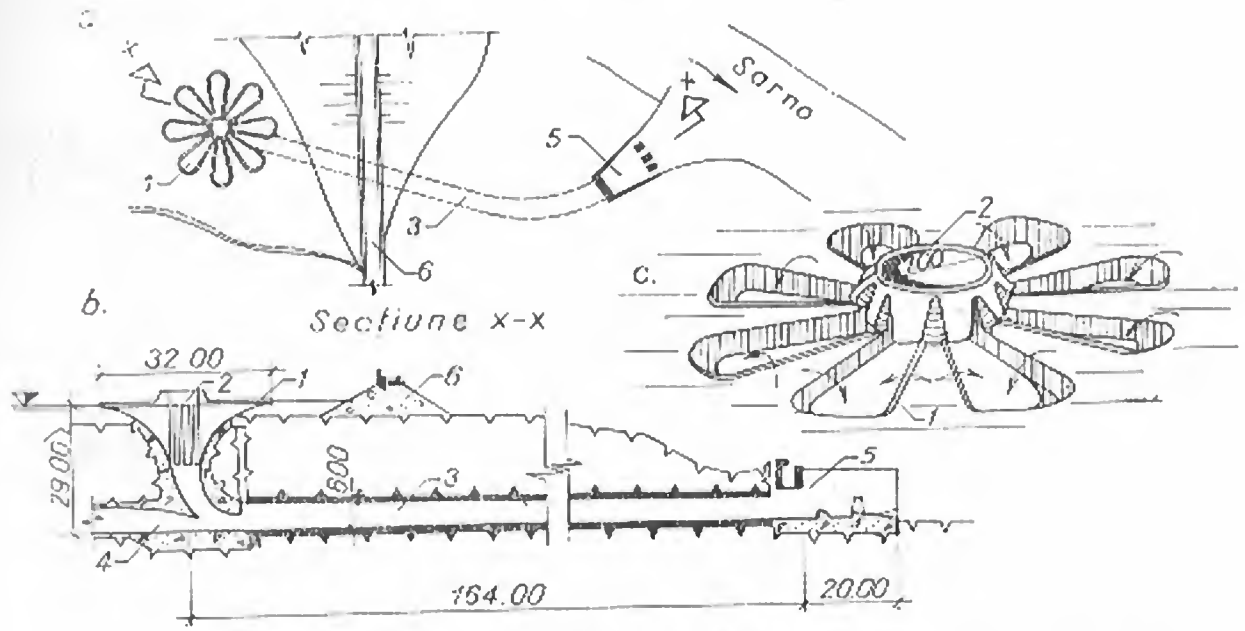


Fig. 9-72. Descărcător „margaretă" la barajul Sarno:
a — vedere în plan; *b* — profil longitudinal; *c* — margaretă deversantă; *1* — contur de deversare; *2* — inel central; *3* — galerie de evacuare; *4* — golire de fund; *5* — disipator; *6* — baraj de pământ.

de 110 m în lacul de acumulare, fiecare fiind sprijinit pe elemente de beton armat și având întreg perimetrul deversant. Forma deosebită a canalelor colectoare este cunoscută sub numele de „cioc de rață" (fig. 9-73). La fiecare metru al frontului barajului se obține un contur deversant de 11,50 m, ceea ce face ca debitul de 1 000 m^3/s să fie evacuat cu o lamă de numai 0,50 m.

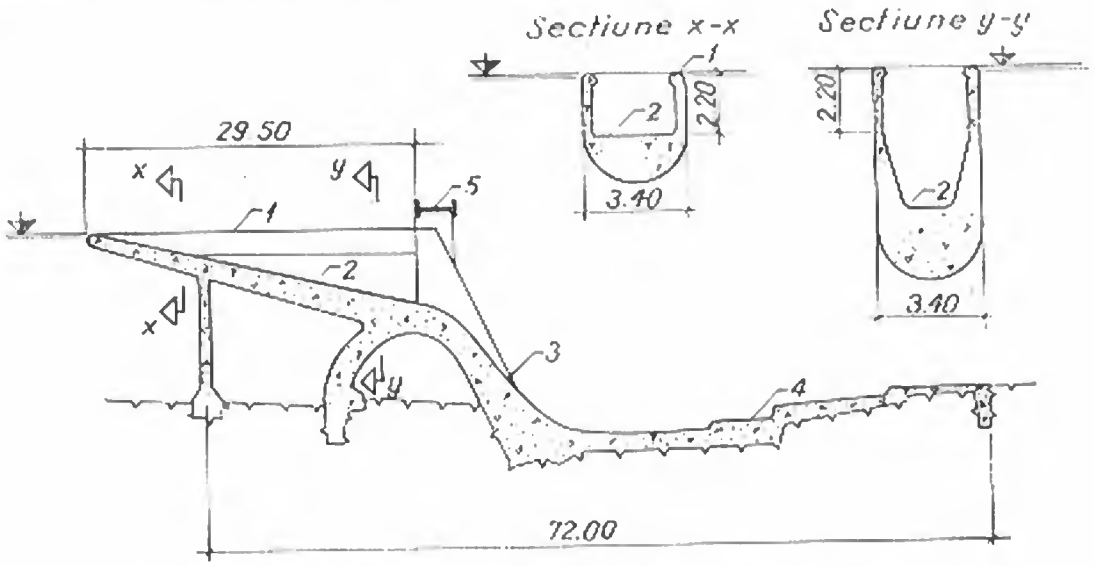


Fig. 9-73. Descărcător „cioc de rață" la barajul Beni-Bahdel:
1 — contur deversant; *2* — canal colector; *3* — rapid de evacuare; *4* — disipator; *5* — pasarelă.

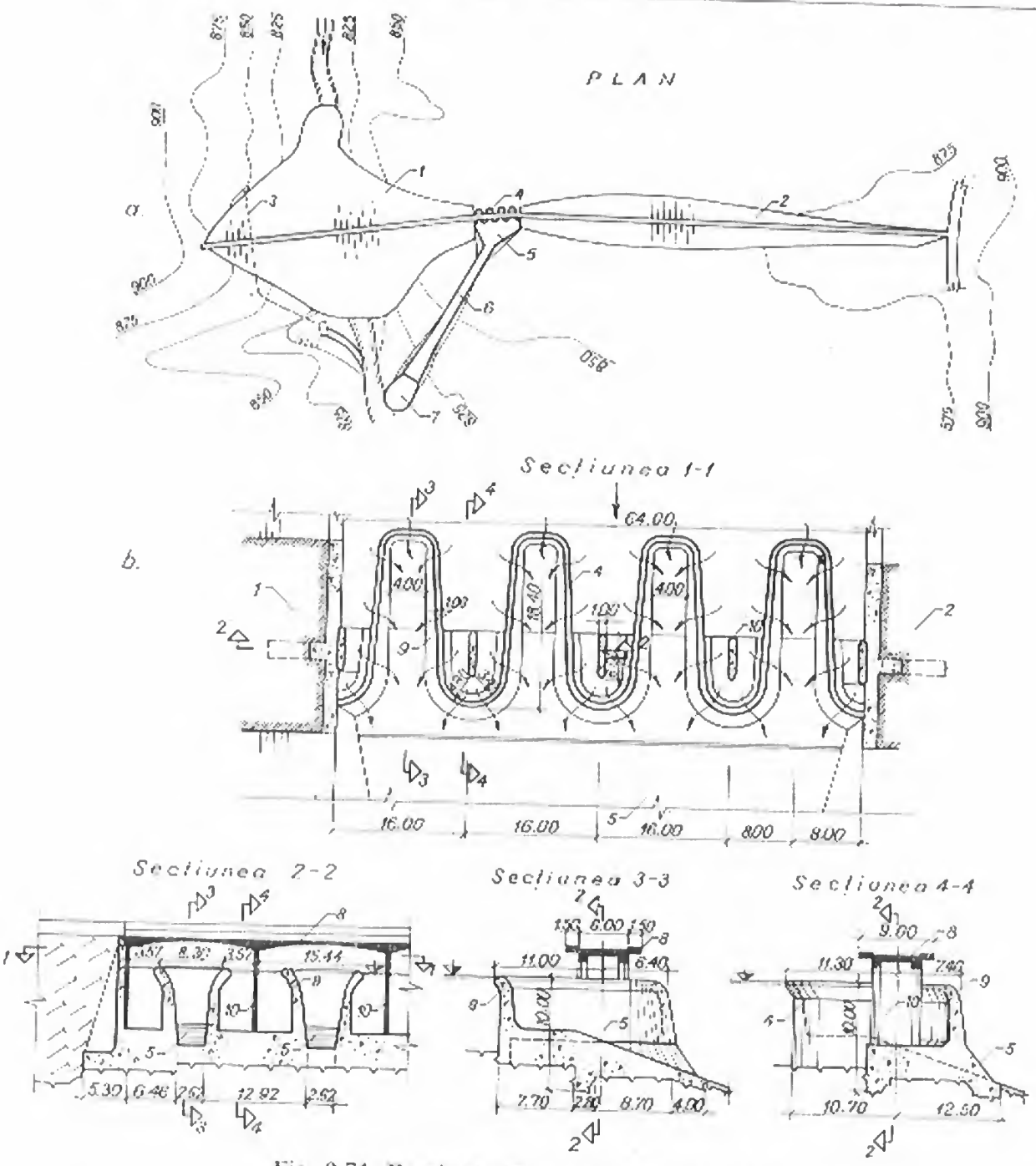


Fig. 9-74. Descărcătorul barajului Kokin-Brod:
a — vedere în plan; *b* — secțiuni caracteristice; *1* — baraj de pămînt; *2* — dig de închidere; *3* — galerie de golire; *4* — contur deversant; *5* — colector; *6* — canal rapid; *7* — aruncătoare; *8* — pod; *9* — creasta deversorului; *10* — pilă.

O soluție similară a fost adoptată pentru descărcătorul barajului de pămînt *Kokin-Brod* din Iugoslavia. La racordul dintre barajul propriu-zis și digul de închidere este plasat un descărcător canal, care are frontul dispus sub forma unei serpentine ce colectează apele mari prin deversare pe întreg perimetrul (fig. 9-74). Lungimea părții de beton este de 64 m, însă prin dispoziția adoptată se evacuează cei 1 400 m³/s cu o lamă de numai 3 m [21].

47. Combinarea descărcătorilor de suprafață și de adîncime

La valori foarte mari ale debitului de viitură se preconizează ca o parte din acesta să fie evacuat și prin deschideri de fund sau intermediare, echipate cu vane. Se reduce în acest fel înălțimea lamei deversante și se poate concentra descărcarea pe un front mai redus. Construcțiile de disipare sînt de obicei comune, ceea ce duce la economii de cost.

Barajul *Shasta* (fig. 9-75) are descărcătorul de suprafață format din trei deschideri deversante, echipate cu stavile tambur de mari dimensiuni. Pe înălțime se mai eșaloneză trei goliri intermediare cu diametre de 3,60 m, care asigură o mare capacitate de evacuare. Eșalonarea golirilor pe înălțime și nu pe lungimea frontului deversant are un dublu avantaj. Se reduce lățimea construcțiilor de disipare și scade costul vanelor de la golirile superioare, care este direct legat de presiunea de serviciu [3].

În figura 9-76 sînt prezentate două dintre soluțiile de descărcare încercate pentru barajele cu bolți multiple, cu ocazia construcției barajului *Grandval*. În varianta cu contrafort deversant acesta se echipează pentru deversare cu o stavilă segment de 11,0 × 8,0 m și avînd paramentul aval terminat cu o trambulină aruncătoare. Capacitatea de evacuare este de 650 m³/s. Cînd debitele de calcul cresc foarte mult, soluția clasică de deversare nu mai este eficace. Lățirea contrafortului rezultă foarte mare, ceea ce afectează economicitatea barajului. În varianta cu descărcători combinați, din cei 6 000 m³/s numai 1 200 m³/s se evacuează pe la suprafață, prin cele două deschideri echipate cu stavile segment; restul este trecut în aval prin două deschideri intermediare de 10,0 × 6,0 m. Închiderea acestora se face cu batardouri

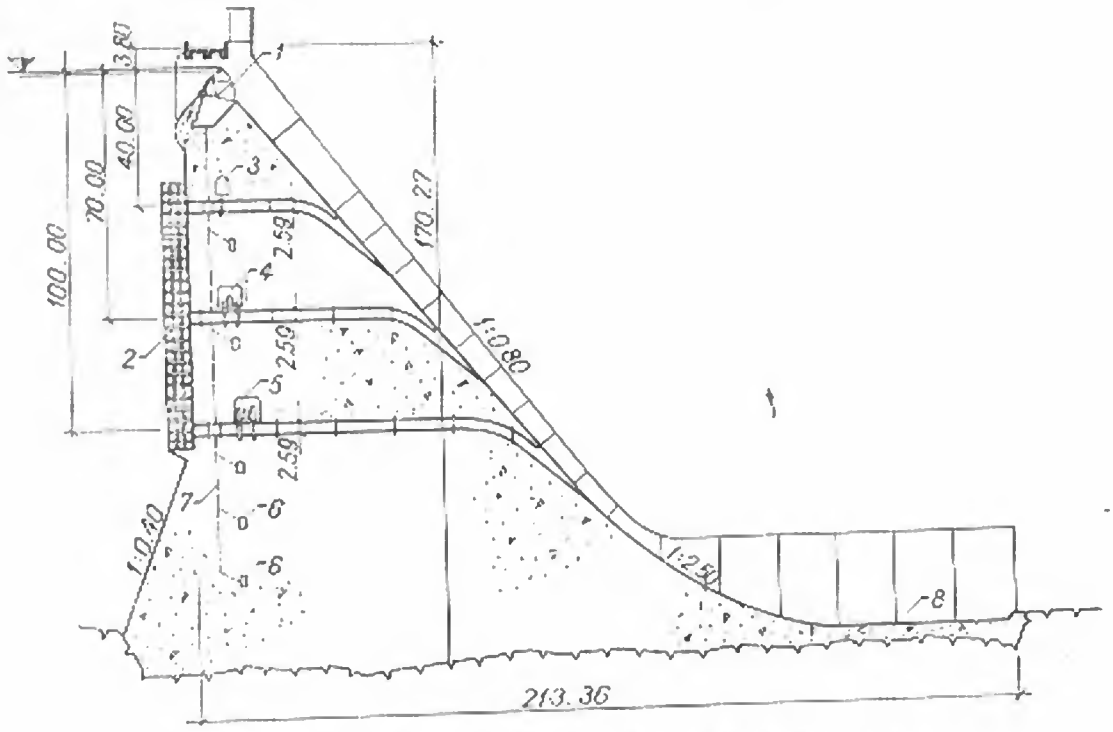


Fig. 9-75. Dispoziția conductelor de golire la barajul Shasta:
1 — stavilă tambur; *2* — grătar rar; *3, 4, 5* — case de vane pentru cele trei goliri; *6* — galerii de drenaj și vizitare; *7* — tuburi de drenaj; *8* — disipator.

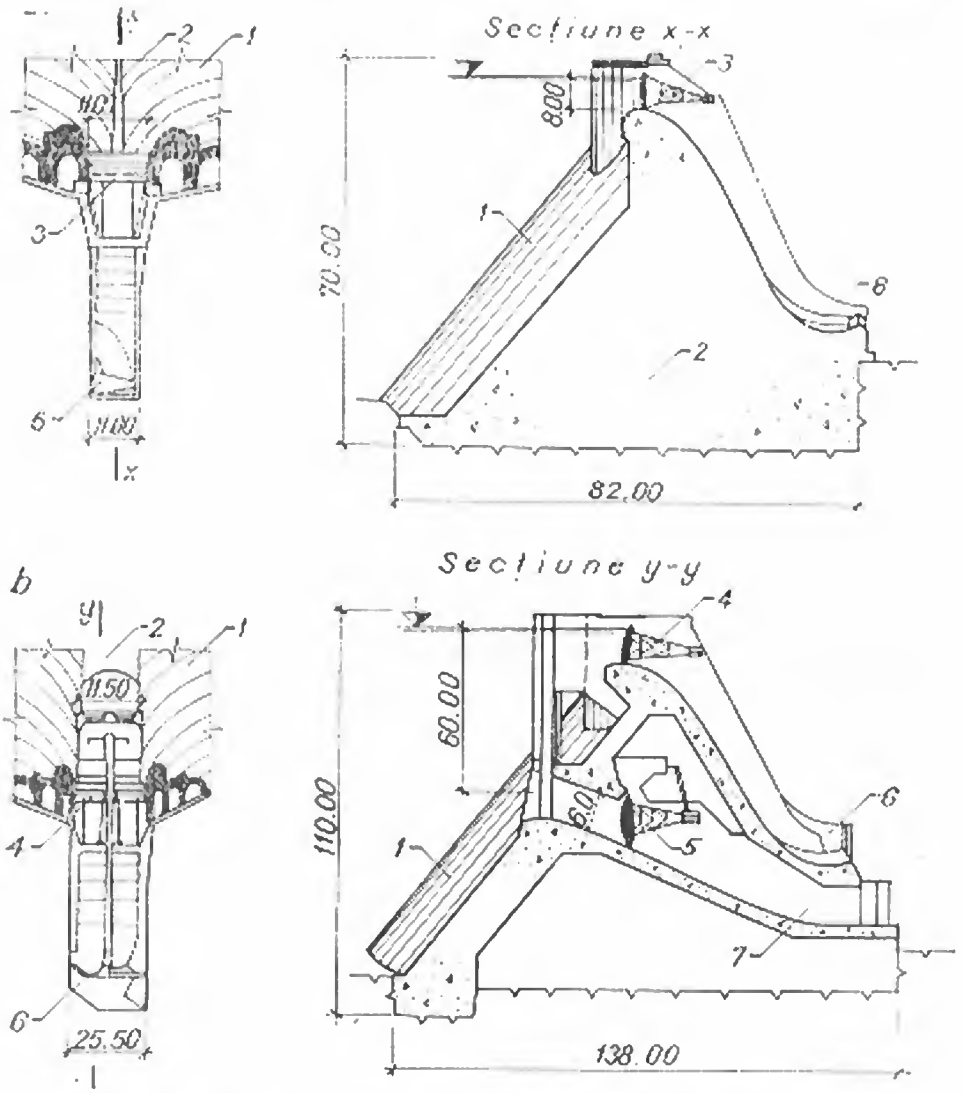


Fig. 9-76. Variante studiate pentru descărcătorul barajului Grandval:
a — cu contrafort deversant; *b* — cu descărcători combinați; *1* — boltă; *2* — contrafort; *3* — stavilă segment 11 × 8 m; *4* — stavilă segment 11,50 × 8 m; *5* — vană segment 10 × 6 m; *6* — aruncătoare; *7* — ieșirea descărcătorului de semifund.

în amonte și vane segment în aval. Lățimea contrafortului crește de numai două ori, la un spor de debit de peste nouă ori. Dificultatea constă în găsirea modului de disipare a energiei celor patru jeturi ce debușează în aval [18].

La stăvilarul de la *Moroeni* s-a adoptat o soluție combinată de evacuare. Sînt două deschideri de 9,0 m fiecare, care au la partea superioară o clapetă de 9,0 × 1,0 m, iar la partea inferioară o stavilă plană de 9,0 × 2,50 m. Între acestea se află un timpan de beton armat legat de pile și culee (fig. 9-77). Clapetele asigură reglarea nivelului și trecerea în aval a plutitorilor, iar prin deschiderile de fund se evacuează debitul de viitură de 350 m^3/s și se asigură spălarea aluviunilor.

Prevederea unor deschideri de fund de mare capacitate este uneori impusă nu atît de condițiile de evacuare a apelor mari cît de necesitatea de trecere în aval a depunerilor aluvionare din lac. O dispoziție de acest tip, prevăzută cu instalații speciale, a fost realizată la barajul *Massa* (fig. 9-78). Deoarece în lac debușează un

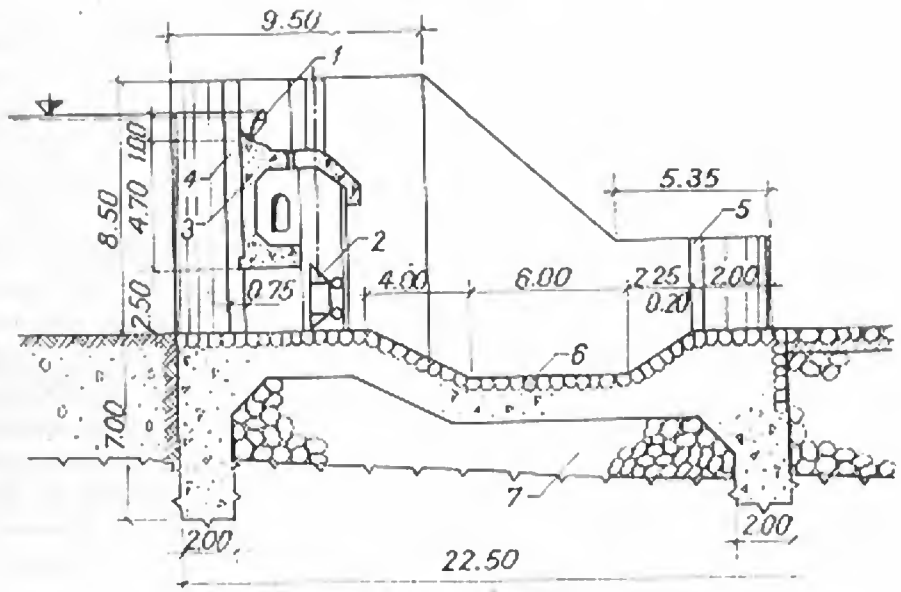


Fig. 9-77. Stăvilarul Moroeni:

1 — clapetă; *2* — stavilă plană; *3* — timpan; *4* — nișă batardou amonte; *5* — nișă batardou aval; *6* — radier disipator; *7* — blocaj de piatră.

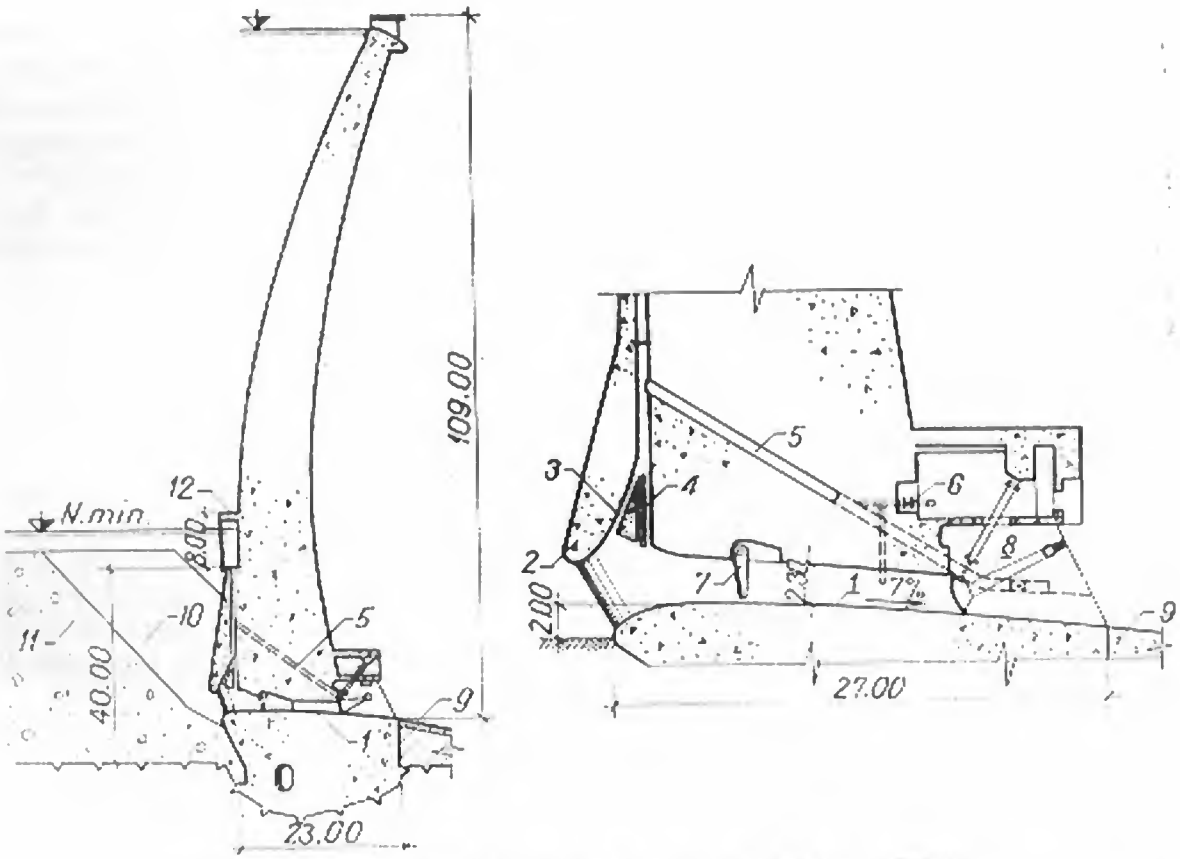


Fig. 9-78. Dispoziția golirilor de fund la barajul Massa:

1 — blindaj; *2* — timpan de protecție; *3* — conductă pentru afinarea aluviunilor; *4* — batardou; *5* — conductă de sifonare; *6* — by-pass; *7* — vană clapetă; *8* — stavilă segment; *9* — radier de protecție; *10* — con spălat; *11* — depozit permanent; *12* — priza aducțiunii.

con de dejecție, stocul anual al debitului solid ajunge la 500 000 m^3/an. Spălarea prin curent de densitate nu era posibilă datorită granulozității mari, iar dragajul era complet neeconomic. S-au adoptat două goliri de fund de 3,00 × 2,50 m, care evacuează 170 m^3/s și pot antrena un con de spălare pe circa 30 m în fața barajului și a prizelor. Se prevăd în anul mediu 50 de spălări pe an, cu o durată de 60 min fiecare.

Intrarea în golire este liberă, fără grătar și este prevăzută cu un timpan profilat hidrodinamic. Acesta evită formarea unui dop de aluviuni în trompa de admisie între două spălări. Afînarea depozitului aluvionar înainte de spălare se face cu jeturi de apă, printr-o tubație paralelă cu paramentul, care are priza la o cotă superioară și debușează sub timpanul amonte. Vanele sînt adecvate condiției de trecere a aluviunilor, fiind de tip clapetă, cea batardou și de tip segment, cea de manevră. Cînd manevra stavilelor este împiedicată de aluviunile depuse pe golire, acestea se sifonează în aval printr-o conductă ce leagă tubația de la parament cu avalul [18].

§ 11. TRECERI DE PEȘTI

48. Principii generale

În anumite cursuri de apă își găsesc locul de reproducere peștii migratori sau semimigratori, cum sînt speciile de nisetru, morun, păstrugă, somon, unele scrumbii, plătică, șalău și chiar crapul. Aceștia urcă în amontele rîurilor, uneori pe distanțe foarte mari (1...2 000 km), unde depun icrele și ierneză. Construcția barajelor împiedică migrația lor, ceea ce poate conduce la pagube însemnate pentru economia piscicolă a regiunii și la dispariția unor anumite specii de pești din bazinul respectiv. Este deci necesar ca la proiectarea unui baraj să se analizeze oportunitatea executării unor construcții pentru trecerea peștilor.

Stabilirea dispoziției generale și a dimensiunilor trecerii de pești se face în funcție de specie și de diferența de nivel între bieful amonte și cel aval. În fiecare caz este nevoie să se asigure o anumită viteză și adîncime a apei, care facilitează trecerea peștilor în amonte. Se recomandă ca punctele de acces la dispozitivele de trecere să fie luminate, iar apa să fie evacuată cu un zgomot natural.

Cele mai dezvoltate amenajări pentru treceri de pești s-au executat în Anglia și S.U.A., pentru a asigura migrația somonului din oceanele Atlantic și Pacific. Spre exemplu, amenajările de la barajul *Mc Nary*, de pe Columbia, au atins un cost egal cu 10% din costul total al lucrărilor. Cheltuielile au fost de același ordin de mărime cu cele pentru construcțiile pentru navigație [20]. Lucrări importante s-au mai executat în U.R.S.S. și Franța. În România, problema trecerilor de pești este în curs de studiu.

49. Jgheaburi pentru pești

Principala dificultate constă în asigurarea trecerii din aval în amonte a peștilor în migrație și mai puțin asigurarea circulației în sens contrar. La căderi mici, pînă la 10...15 m, soluția cea mai ieftină este amenajarea de jgheaburi speciale [12]. La căderi

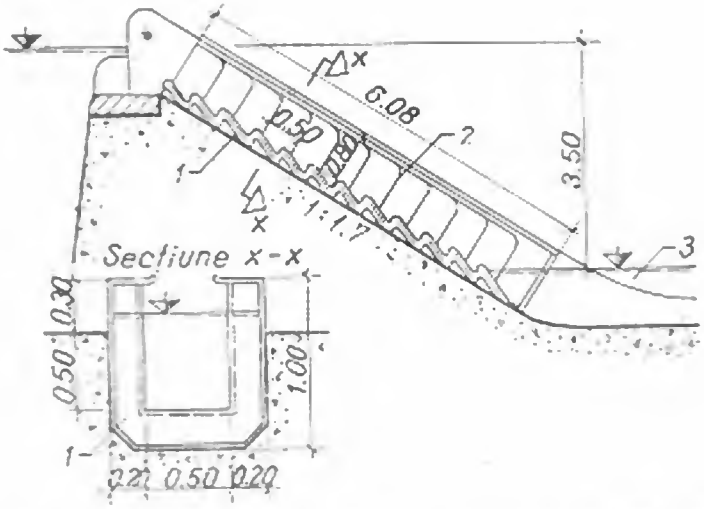


Fig. 9-79. Trecere de pești cu rugozitate sporită, tip Daniel:
1 — profil metalic; *2* — asperități laterale; *3* — bief aval.

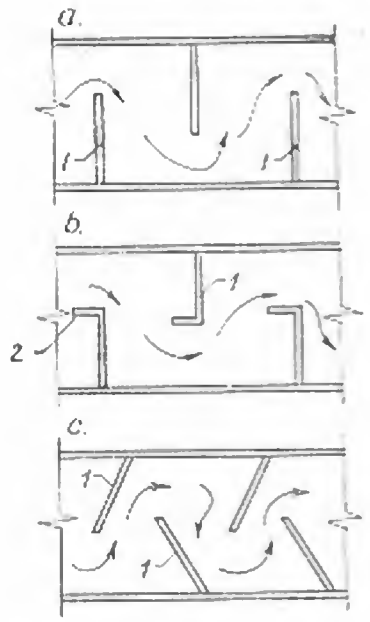


Fig. 9-80. Jgheaburi cu îngrădiri parțiale pentru trecerea peștilor:
a — normale; *b* — cu panouri directoare; *c* — oblice; *1* — șicană; *2* — panou director.

mai mari, sau condiții dificile, se utilizează diferite dispozitive, descrise la punctele următoare.

Jgheaburile se pot realiza cu circulație liberă și pante reduse, cu rugozitate sporită sau cu scurgere șicanată. Jgheaburile libere se execută din lemn, zidărie sau beton, cu secțiune dreptunghiulară și pante de maximum 0,05%. Ele se utilizează numai la căderi foarte mici, de 2...3 m. Folosirea unei rugozități artificiale pe fundul sau pe pereții jgheabului menține viteza redusă (2...2,5 m/s) chiar la pante mai mari, cuprinse între 1 : 10 și 1 : 2. Diferența de nivel între cele două biefuri poate crește pînă la 5...7 m și chiar mai mult. În figura 9-79 este prezentat un astfel de jgheab cu rugozitate sporită, sistem *Daniel*.

Rugozitatea sporită nu dă întotdeauna rezultate convenabile. Prezența vîrtejurilor și a unor viteze locale mari dezorientează peștii în timpul deplasării lor și îi obosește în căutarea unor treceri înspre amonte [12]. Mai eficace este reducerea vitezei apei pînă la valori cuprinse între 0,8 și 2 m/s, prin șicane dispuse în lățimea canalului (fig. 9-80). Astfel de sisteme s-au aplicat încă din secolul trecut cu rezultate verificate. Lățimea jgheabului variază între 1,0 și 6,0 m, apa are adîncimi între 0,40 și 1,50 m, iar pantele ajung pînă la 1 : 7...1 : 13 [12].

50. Scări de pești

Scările de pești reprezintă sistemul cel mai utilizat la amenajările executate pînă în prezent. Ele sînt alcătuite dintr-un canal cu fundul în pantă sau în trepte, fragmentat într-un număr de biefuri prin pereți transversali. Circulația apei între biefuri

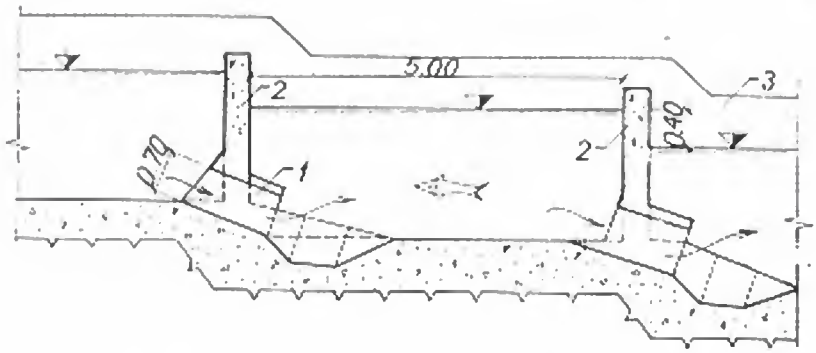


Fig. 9-81. Scară de pești în trepte:
1 — orificiu de trecere a peștilor; *2* — perete transversal; *3* — zid lateral.

se poate face prin orificii de fund (fig. 9-81), prin deversare, sau prin ambele sisteme (fig. 9-82), funcție de specia de pești existentă.

Căderile între biefuri sînt legate de menținerea vitezei admisibile în orificiile de trecere. Ele variază între 0,15 și 0,30 m pentru speciile de pești de apă dulce, semimigratori și pînă la 0,4...0,8 m pentru speciile de pești mai rezistenți — somoni, păstrăvi [12]. Dimensiunile bazinelor de trecere sînt date în tabelul 9-9.

TABELUL 9-9

Specia de pești	Dimensiunile bazinelor scării	
	lățimea, (m)	lungimea, (m)
Pești mici de apă dulce	1.5	1.5
Cegă, plătică	1.5 ... 2.0	2.2 ... 2.8
Somon	3.0	5.0 ... 6.0
Nisetru, șalău	5.0	6.0 ... 7.0

Panta generală a fundului este cuprinsă între 1 : 16 și 1 : 10, cu o tendință generală de creștere [11]. O dispoziție caracteristică amenajărilor din S.U.A. este prezentată în figura 9-82. Pereții transversali sînt deversanți numai în zona marginală, preconizîndu-se circulația peștilor prin orificiile de fund. Laturile serpentinei folosesc un perete transversal comun. Debitul asigurat este de 1,1 m^3/s la o diferență de nivel de 0,3 m pentru fiecare treaptă.

Scările de pești pot fi construite la căderi de 20...30 m și chiar mai mari. La lungimi mari, este bine să se prevadă bazine de odihnă, mai lungi, pe traseul scării și în orice caz la coturile serpentinelor. Cînd există variații de nivel în bieful aval, ultimii pereți transversali sînt submersibili. Pentru a asigura debitul aval de atragere a peștilor spre scară, se prevăd instalații de furnizare a unui debit suplimentar în această zonă, cînd există niveluri aval mari [11].

Scările se execută de obicei din beton sau beton armat. Este bine ca la interior să se imite condițiile naturale ale rîului, executînd un fund din pietriș, din piatră etc.

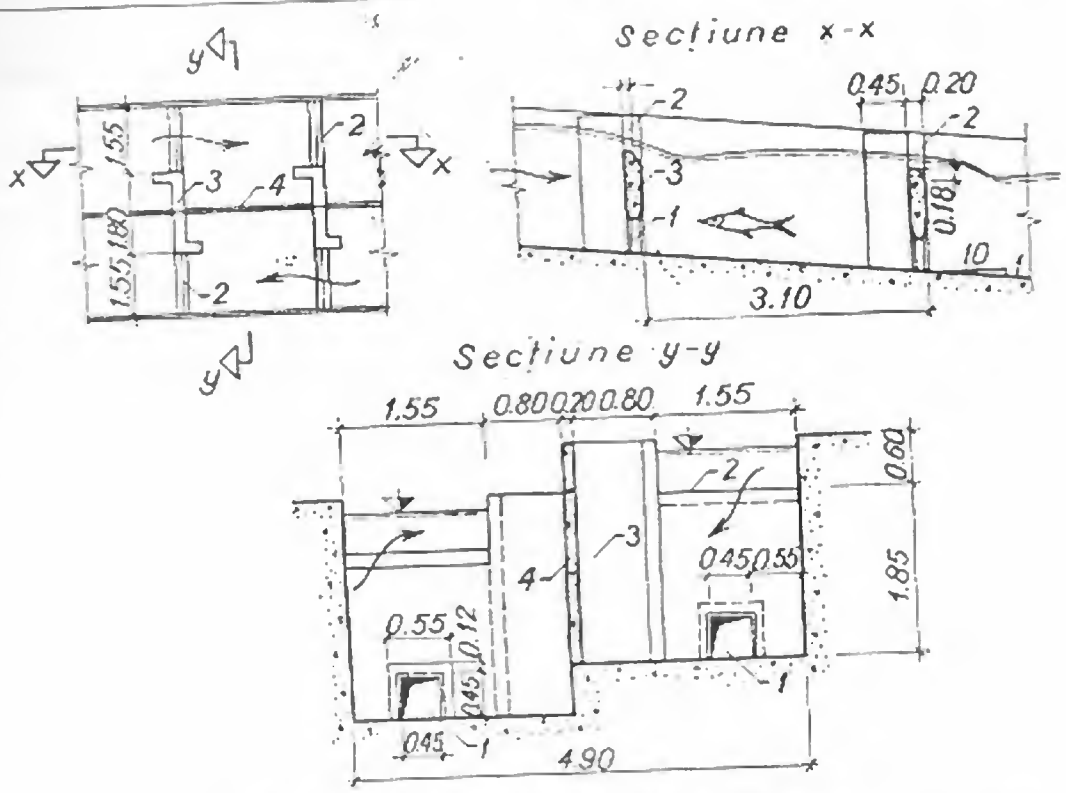


Fig. 9-82. Scară de pești la barajul Wanapum:
1 — orificiu de trecere a peștilor; 2 — deversor; 3 — perete transversal; 4 — perete longitudinal.

51. Ecluze și ascensoare

La căderi mari (peste 30 m) trecerea pentru pești devine o construcție scumpă, care necesită debite mari de apă, uneori neconvenabile pentru economia amenajării [20]. În aceste situații se pot aplica ecluzele sau ascensoarele pentru pești. Experiența în folosirea lor este încă destul de redusă și limitată la căderi de 15...30 m. Capacitatea de trecere a peștilor este cu mult mai mică față de sistemele anterioare [12].

Ecluza de pești de tip *Borland* (fig. 9-83, *a*) cuprinde în principal două camere — amonte și aval — legate între ele printr-o galerie înclinată. Ascensiunea peștilor se realizează în felul următor: în prima fază (circa o oră) peștii sînt atrași în camera inferioară printr-un debit provenit din amonte; se închide vana camerei aval și se umple galeria înclinată, păstrînd o circulație de apă prin by-passul camerei aval care incită peștii să urce în camera amonte. Construcția ecluzei este foarte simplă și ieftină. Ea se poate adopta și la căderi foarte mari, cantitatea de apă pierdută prin ecluzare fiind neglijabilă.

O altă construcție este cea din figura 9-83, *b*, realizată în U.R.S.S., care a dat bune rezultate [12]. Ecluza are două camere paralele care lucrează simultan — în timp ce una ecluzează, în cealaltă sînt atrași peștii. Pentru ecluzare se închide stavila orificiului inferior și se umple camera prin conducte speciale, cu priza în amonte, care debușează prin orificiile radierului de beton armat. Peștii sînt ridicați de un grătar mobil de lemn, care se ridică treptat spre pragul orificiului biefului amonte. După ieșirea peștilor stavila amonte se închide, iar camera se golește prin conducte care debușează în aval. În canalul de acces la ecluză se trimite continuu un debit de atra-

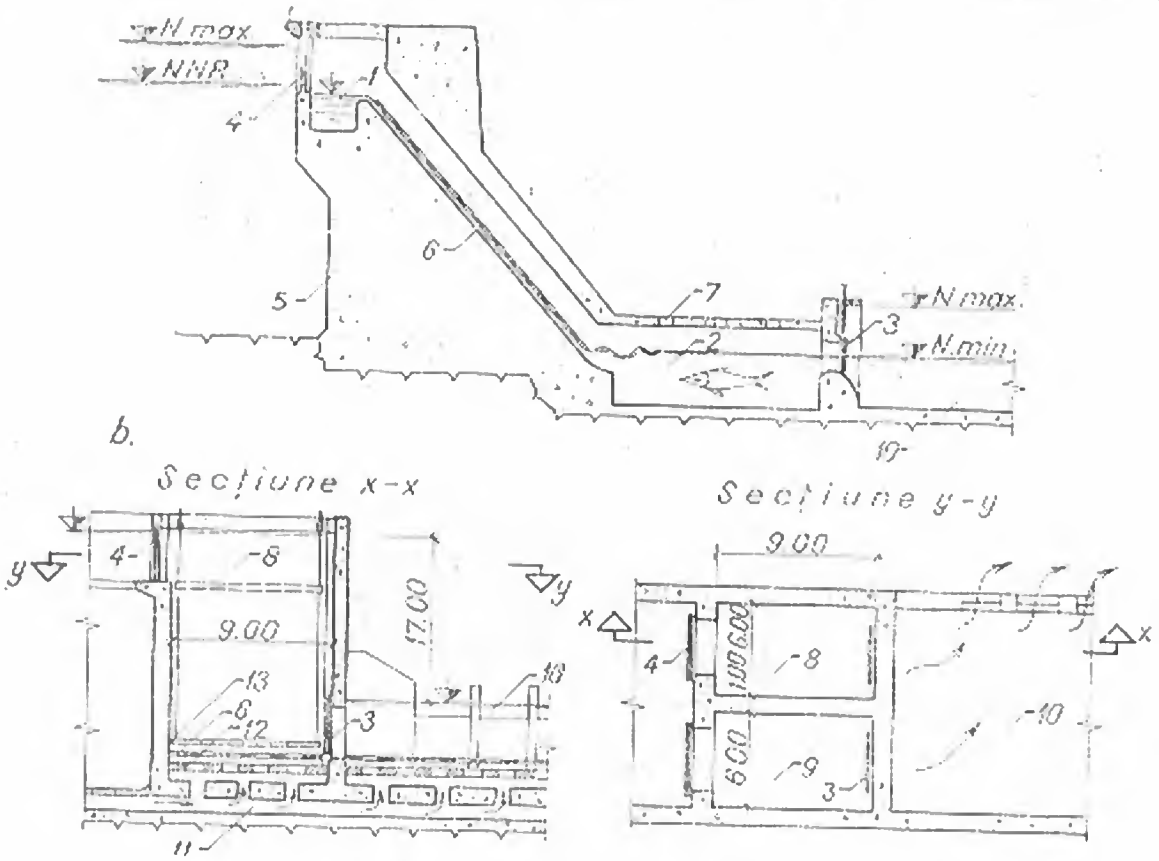


Fig. 9-83. Ecluze pentru pești:
a — sistem Ilorland; *b* — cu cameră dublă; *1* — cameră amonte; *2* — cameră aval; *3* — stavilă de admisie; *4* — stavilă de debușare; *5* — baraj; *6* — grătar de lemn; *7* — orificiu de aerare; *8* — camera nr. 1; *9* — camera nr. 2; *10* — canal colector; *11* — galerie de alimentare; *12* — grătar de beton armat; *13* — grătar mobil.

gere a peștilor. Ecluza funcționează sub o cădere cuprinsă între 10 și 18 m, dimensiunile camerelor sînt de 6 × 9 m, iar volumul unei ecluzări este de 27 m³.

Ascensoarele pentru pești funcționează pe un principiu analog cu cel de la ascensoarele pentru vase. Alcătuirea lor constructivă este însă mult mai simplă. Ridicarea peștilor se poate efectua în camere speciale umplute cu apă, sau în plase fără apă. Ascensiunea se poate face pe verticală sau pe planuri înclinate. Cel mai simplu și cel mai eficace este ascensorul vertical uscat.

52. Trecerea peștilor în bieful aval

Trecerea în aval a peștilor care au urcat spre amonte și a celor crescuți acolo se poate face pe mai multe căi. La căderi pînă la 20...30 m, calea cea mai simplă este trecerea peste deversorul barajului (s-a ajuns la coborîri de pînă la 70 m). Se pot folosi de asemenea trecerile de pești descrise anterior. La uzinele fluviale, peștii pot trece prin turbinele Kaplan sau elicoidale. În anumite situații se prevăd amenajări speciale, analoage cu trecerile de pești, dar cu debite mai mici și căderi mai mari între bazine. Coborîrile pentru pești se execută însă foarte rar, numai cînd lipsesc celelalte posibilități.

53. Accesul și ieșirea din construcțiile de trecere a peștilor

Peștele se deplasează în amonte împotriva curentului, orientîndu-se după direcția acestuia și alegînd zona cu viteze potrivite puterii sale. Pentru a atrage peștii spre instalațiile de trecere este deci necesar să se asigure o vînă de apă proaspătă, cu o viteză ceva mai mare decît a rîului. Acest curent se realizează de obicei prin deversarea peste o stavilă metalică plană, care urmărește fluctuația nivelului aval și asigură constant o lamă deversantă de circa 0,30 m. Aval de stavilă adîncimea trebuie să fie de 1,80...2,00 m, iar frontul pe care se plasează aceste deschideri este de 4,00... ...4,50 m [11]. În alte cazuri, debitul este introdus prin orificii reglabile ca poziție după cota aval. Debitul necesar curentului de atragere este mai mare decît cel provenit din amonte prin construcția de trecere. Suplimentul se asigură fie prin conducte din amonte, fie mai ales, prin pompare tot din bieful aval. Ieșirile din conductele amonte sau din cele de refulare trebuie protejate cu grătare, iar distribuția debitului este bine să fie cît mai uniformă.

Poziția intrării se alege la 10...20 m aval de disipatorul deversorului sau de debușarea din aspiratorul centralei, pentru a nu se perturba deplasarea peștilor. Locul de ieșire trebuie să fie depărtat de deversorii barajului și de priza centralei, pentru ca peștii să nu fie antrenați de curentul prea puternic. La variații mari ale nivelului amonte, alimentarea continuă a trecerii se face amenajînd cîteva ieșiri la cote diferite.

Pentru dirijarea spre treceri, spre ecluză sau spre ascensor, se folosesc construcții speciale de dirijare, iar pentru oprirea accesului în zonele periculoase, se prevăd construcții de protecție. Acestea sînt formate din plase sau grătare. Plasa se face din sîrmă de cupru sau din oțel zincat, cu diametrul de 1,5...2,0 mm și se suspendă pe plutitori. Se mai pot utiliza plase electrice formate din două lanțuri de electrozi suspendate de cabluri, care creează un cîmp ce sperie și îndepărtează peștii, la fel ca un grătar sau o plasă.

BIBLIOGRAFIE

1. Constantinescu, M. și alții. *Hidrologie*. București, 1956.
2. Vladimirescu, I. *Hidrologie*. București, 1962.
3. Creager, W. *Engineering for dams*, vol. II. New York, 1957.
4. I.S.C.H. *Studii de Hidrologie*, vol. IX, București, 1964.
5. Dima, I. *Stadiul actual al metodelor de calcul pentru dimensionarea descărcătorilor de ape mari*. Referat de doctorat ICB. București, 1970.
6. Mateescu, C. *Hidraulica*. București, 1965.
7. Ofițerov, A., S. *Randamentul și trasarea deversorilor* (în limba rusă). Construcții hidrotehnice, nr. 4, 1940.
8. U.S.B.R. *Studies of crests of overfall dams*. BCP, Hydraulic Investigations, Final reports, 1944.
9. Pavel, D. *Căderi de apă și mașini hidraulice*. București, 1944.
10. U.S.B.R. *Design of small dams*. New York, 1965.
11. Davis, C., Sorensen, K. *Handbook of applied hydraulics*. New York, 1969.
12. Grișin, M., M. *Construcții hidrotehnice* (traducere din limba rusă). București, 1958.

13. Certousov, M., D. *Hidraulica* (traducere din limba rusă). București, 1966.
14. Dumitrescu, D., Iamandi, C. *Contribuții la teoria încercărilor pe modele în hidraulică.* Sesiunea jubiliară a Institutului de mecanică aplicată Traian Vuia, București, 1960.
15. Chiselev, M. *Îndreptar pentru calcule hidraulice* (traducere din limba rusă). București, 1955.
16. Brown, G. *Hydroelectric engineering practice.* London, 1964.
17. Wagner, W., E. *Morning glory shaft spillways. Determination of pressure-controlled profiles.* Transactions ASCE, 1956.
18. * * * *Evacuateurs de crues, Q 33.* Neuvième Congrès des Grands Barrages, Istamboul, 1967.
19. Wisner, P. *Concepții moderne asupra apariției cavitației în construcțiile hidrotehnice.* Hidrotehnica, nr. 9, 1961.
20. Ginochio, P. *Aménagements hydroélectriques.* Paris, 1959.
21. * * * *Comunicări de la a patra consfătuire a experților iugoslavi în domeniul marilor baraje* (în limba sîrbă). Belgrad, 1958.

CAPITOLUL 10

DISIPATORI DE ENERGIE

§ 1. CONSIDERAȚII GENERALE

1. Efectele energiei cinetice în aval de descărcători

La descărcarea debitelor de viitură apa ajunge în aval cu puteri foarte mari, concentrînd importante energii cinetice excedentare. Pornind de la formula aproximativă a puterii brute a unei căderi de apă, $P = 10QH$ (kW), un calcul sumar arată că în cazul unei acumulări cu baraj de tipul Bicazului, cu debit de viitură de circa 2 000 m³/s și cădere de circa 100 m, puterea la descărcare ajunge la 2 mil. kW. În cazul barajului de la *Porțile de Fier*, cu o cădere hidraulică de circa 30 m, în timpul viiturii maxime pe Dunăre ($Q = 17\,000$ m³/s), puterea la descărcare atinge 5,1 mil. kW. Cînd apele mari sînt evacuate prin galerii de descărcare, puterea concentrată în aval are de asemenea valori foarte mari. Spre exemplu, la cele două galerii ale barajului *Glen Canyon*, evacuînd un debit maxim $Q = 7\,700$ m³/s, sistemul concentrează o putere de circa 330 000 kW/m și o putere totală de peste 3 mil. kW.

Energia cinetică excedentară aduce după sine modificarea regimului de curgere în aval de baraj. Vitezele mari și macropulsațiile de viteză duc la creșterea capacității de antrenare a curentului și au ca efect afuieri locale. Concentrarea debitului mărește capacitatea de transport și generalizează afuierile aval. În cazul paturilor aluvionare, nisipurile, pietrișurile și bolovănișurile sînt antrenate și apar eroziuni importante, care ajung la adîncimi de ordinul a (1...3) ori înălțimea barajului, pe zone ce ating (4...12) ori înălțimea barajului.

În cazul paturilor stîncoase, curentul cu viteză mare pătrunde în interspațiile și fisurile rocii și creează presiuni considerabile, apropiate ca valoare de căderea totală a retenției. Fragmente și blocuri de stîncă pot fi astfel dislocate, mai ales atunci cînd roca prezintă șistuozități și stratificații. Dislocările pot atinge proporții neașteptate. La barajul *Marèges* ($H = 89$ m), fundat pe granite, după 15 ani de exploatare groapa de eroziune din aval a atins adîncimi de peste 20 m, iar la barajul *Picote* ($H = 90$ m), construit de asemenea pe granite, după 6 ani de funcționare, în care timp debitele maxime nu au depășit 7 300 m³/s, dislocările au ajuns la 15 m adîncime, manifestînd apoi tendințe regresive.

2. Necesitatea disipatorilor de energie

Disiparea energiei comportă transformarea energiei cinetice suplimentare, existente la piciorul aval al barajului și menținerea energiei cinetice corespunzătoare regimului natural de curgere din aval, în ipoteza absenței barajului. Energia care trebuie disipată pe metru liniar și secundă (dimensional o putere) este deci:

$$\Delta E = \gamma q \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}, \qquad (1)$$

unde:

q — debitul specific;

v_1 — viteza la piciorul aval al barajului;

v_2 — viteza în regim natural.

Din considerente economice sau topografice, tendința de îngustare a frontului descărcătorilor, duce adeseori la apariția unor debite specifice de ordinul a 50... ...150 $m^3/s.$ m. În cazul unui baraj de înălțime medie (50...70 m), la astfel de debite specifice, energia care trebuie disipată corespunde unei puteri de ordinul 20 000... ...100 000 kW/s.m.

Disiparea energiei se desfășoară în diferite forme: o parte se consumă pentru învingerea rezistențelor interioare din curentul de apă (etalarea lamei, apariția vîrtejurilor, lovirea de obstacole); o parte se consumă pentru învingerea frecărilor dintre aer și suprafața apei; o ultimă parte se consumă prin erodarea albiei (fundul și malurile). Cu cît rezistențele interioare sînt mai mari, cu atît rămîne un disponibil de energie mai redus pentru eroziunea albiei. Evitarea sau limitarea eroziunilor se realizează în mod curent prin prevederea unor construcții speciale, denumite disipatori de energie, care au rolul de a transforma o parte cît mai mare din energia apei deversate prin frecări și forțe interioare.

Construcțiile de disipare au un rol important în asigurarea stabilității albiei din aval și în protejarea fundațiilor barajului. O soluție de disipare defectuoasă poate avea consecințe cu totul nedorite în timpul exploatării:

— apariția unor gropi de eroziune în imediata vecinătate a construcțiilor, urmate de descoperirea fundațiilor și pierderea stabilității unor ziduri de gardă, culee, radiere;

— eroziuni ale malurilor, urmate de degradări ale folosințelor riverane;

— o eroziune generală a albiei în aval, urmată de o scădere a nivelurilor din aval.

Însemnătatea lucrărilor de disipare este evidențiată și de concluziile unei statistici privind proporția acestor lucrări în ansamblul amenajărilor hidrotehnice, care arată că volumul de lucrări aferent lor reprezintă 5...30% din totalul lucrărilor de construcții. Procentele cresc invers proporțional cu căderea și direct proporțional cu debitul specific [1].

3. Amplasarea disipatorilor

Din punct de vedere hidraulic, cazurile în care se prevăd lucrări de disipare se pot grupa după natura fenomenului de racordare a biefurilor în:

— lucrări asociate cu construcțiile de descărcare — deversoare frontale, deversoare canal, deversoare laterale, evacuatori în trepte etc.;

— lucrări situate în avalul uvrajelor de evacuare a debitelor prin corpul construcției — conducte sau galerii de golire, galerii de deviere, orificii și deschideri la stăvilare etc.;

— lucrări situate în punctele de rupere de pantă sau de debuşare în albie a curenţilor cu nivel liber — rapiduri de evacuare, canale de coastă, canale de corectare a torenţilor.

Mai importante sînt condiţiile de conjugare a biefurilor, funcţie de care se stabileşte amploarea lucrărilor de disipare şi gradul lor de eficienţă.

§ 2. CONJUGAREA BIEFURILOR

4. Tipuri de conjugare a biefurilor

La cele mai multe baraje, evacuarea apelor mari se face prin deversare, fiind cea mai obişnuită formă de conjugare a biefurilor. În acest sens se deosebesc două moduri fundamentale:

— fără salt, atunci cînd panta albiei în aval de baraj este mai mare decît cea critică ($I > I_{cr}$) şi regimul de curgere în aval este rapid;

— cu salt, atunci cînd panta albiei în aval de baraj este mai mică decît cea critică ($I < I_{cr}$) şi regimul de curgere în aval este lent. La rîndul lui, saltul se poate produce în două moduri, în regim de fund sau în regim de suprafaţă.

5. Regimul de fund

Regimul de fund apare cel mai frecvent la conjugările de biefuri. El este caracterizat prin faptul că lama deversantă este dirijată de paramentul aval spre fund. Vitezele sînt astfel mai mari în zona inferioară a curentului decît la suprafaţă.

În regimul de fund, saltul poate fi de trei feluri, în funcţie de poziţia sa:

— *salt în poziţie critică* (fig. 10-1, *a*), care începe în secţiunea contractată a lamei deversante, imediat în aval de baraj. Această formă de salt apare numai cînd adîncimea naturală în aval h_{av} este egală cu adîncimea conjugată a adîncimii contractate h'_c:

$$h_{av} = h'_c, \tag{2}$$

unde:

$$h'_c = \frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g h_c^3}} - 1\right), \tag{3}$$

în care s-a notat:

h_c — adîncimea contractată a lamei deversante;

q — debitul specific;

α — coeficientul de neuniformitate al vitezei ($\alpha = 1{,}0...1{,}1$);

— *salt îndepărtat* (fig. 10-1, *b*), care începe la o anumită distanţă în aval de baraj. Relaţia de existenţă este:

$$h_{av} < h'_c. \tag{4}$$

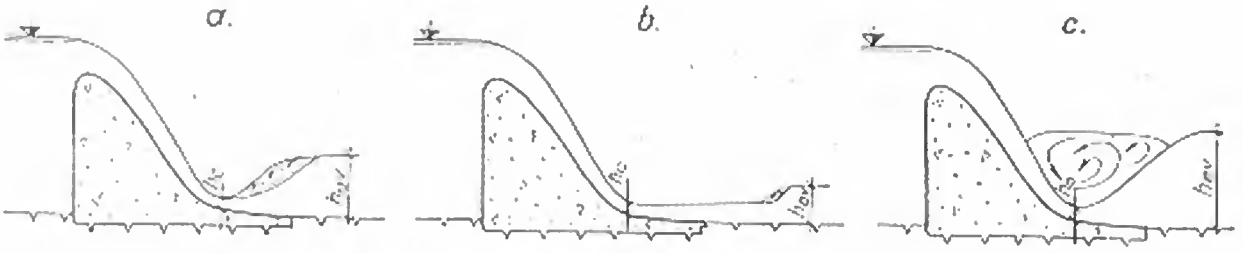


Fig. 10-1. Conjugare în regim de fund:
a — salt în poziție critică; *b* — salt îndepărtat; *c* — salt înecat.

În acest caz regimul rapid se continuă pînă în secțiunea în care adîncimea apei deversate crește pînă la conjugata h'_{av} a adîncimii h_{av};

— *salt apropiat* (fig. 10-1, *c*), care se formează chiar lîngă paramentul barajului. Această formă de conjugare apare cînd există relația:

$$h_{av} > h'_c. \tag{5}$$

Saltul este înecat, foarte avantajos din punctul de vedere al disipării energiei.

6. Regimul de suprafață

Regimul de suprafață apare cînd piciorul aval al deversorului este astfel curbat încît, la ieșirea de pe parament, lama de apă este dirijată spre suprafața curentului din aval de baraj. El este frecvent întîlnit la amenajările fluviale de cădere medie și debit mare. Vitezele în bieful aval sînt mai mari spre suprafață decît spre fund.

În regimul de suprafață, saltul poate fi de două feluri, salt superficial liber și înecat (fig. 10-2):

— *saltul superficial liber* (fig. 10-2, *a*) este caracterizat prin existența unui vîrtej de fund la piciorul barajului. Lama de apă este dirijată la suprafața acestui vîrtej.

Această formă de salt se menține atît timp cît adîncimea apei în aval se menține în limita:

$$h_{av} < h_{lim}, \tag{6}$$

în care h_{lim} rezultă ca soluție a sistemului [2]:

$$\begin{cases} H - a = h_c \cos\theta + \dfrac{q^2}{2g\varphi^2 h_c^2} \\ \dfrac{2aq^2}{gh_c h_{lim}} (h_c - h_{lim}\cos\theta) = (h_c \cos\theta + a)^2 - h_{lim}^2 \end{cases} \tag{7}$$

în care s-a notat:

H — diferența de cotă între nivelul apei în amonte și fundul albiei în bieful aval;
a — înălțimea piciorului aval;
h_c — adîncimea contractată pe pragul aval;
θ — unghiul de înclinare a pragului;
q — debitul specific;
φ — coeficientul de viteză.

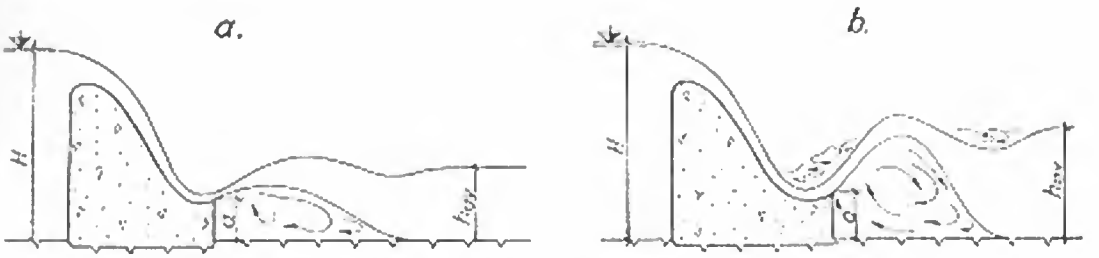


Fig. 10-2. Conjugare în regim de suprafață:
a — salt superficial liber; *b* — salt superficial înecat.

O condiție suplimentară de existență a saltului de suprafață este ca înălțimea pragului să fie mai mare decît o valoare minimă a_{min} dată de relația [2]:

$$a_{min} = 0{,}4\sqrt[3]{Hh_{cr}} - 1{,}5\,h_{cr}, \tag{8}$$

în care h_{cr} reprezintă adîncimea critică în bieful aval.

— *saltul superficial înecat* (fig. 10-2, *b*) este caracterizat prin existența simultană a unui vîrtej de fund și a unui vîrtej superficial. Condiția de apariție a acestei forme de conjugare este:

$$h_{av} > h_{con}. \tag{9}$$

Forma de racordare cu salt superficial înecat se menține într-un interval mare de variație a nivelurilor aval. Cînd adîncimea aval crește totuși foarte mult (cazuri rar întîlnite în practică), saltul superficial înecat trece consecutiv prin alte trei forme de conjugare: salt de fund restabilit, racordare mixtă cu salt neînecat, racordare mixtă cu salt înecat.

Forma de conjugare prin salt, depinde deci atît în regim de suprafață cît și în regim de fund, de adîncimea apei în aval. Ținînd seama că această adîncime depinde la rîndul ei de debitul evacuat, rezultă că pentru același baraj forma de racordare poate varia odată cu debitul (fig. 10-3). Este deci necesar ca studiul conjugării biefurilor să se facă pentru toată gama de debite evacuate.

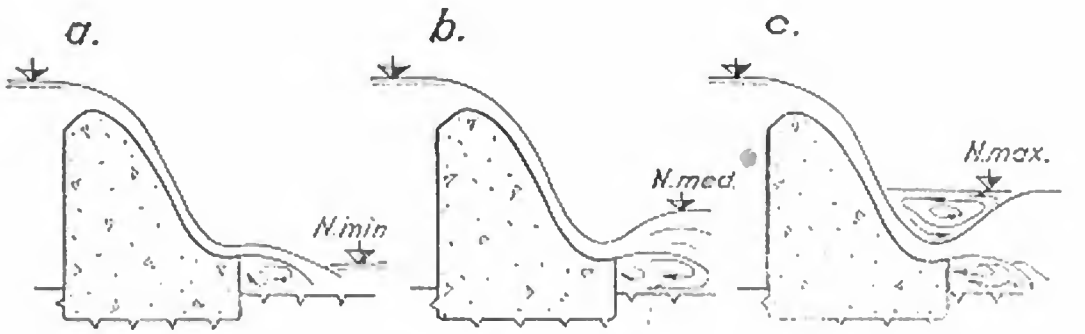


Fig. 10-3. Conjugarea biefurilor la diferite niveluri aval:
a — cădere liberă a lamei; *b* — salt superficial liber; *c* — salt superficial înecat.

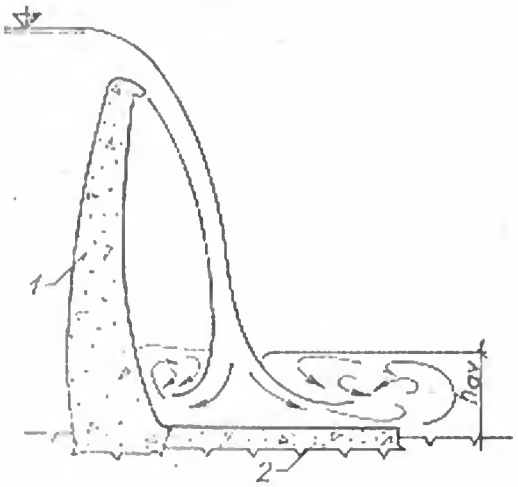


Fig. 10-4. Lamă cu cădere liberă:
1 — baraj deversor; *2* — radier de protecție.

7. Lama de apă cu cădere liberă

Lama cu cădere liberă se realizează cînd piciorul aval al barajului este prevăzut cu o trambulină aruncătoare, sau cînd paramentul aval este vertical sau în surplombă (fig. 10-4). La incidența lamei cu bieful aval se formează două vîrtejuri cu ax orizontal, unul spre piciorul aval al barajului și altul asemănător cu cel al conjugării în regim de fund.

§ 3. CLASIFICAREA DISIPATORILOR

8. Criterii de clasificare

Lucrările de disipare au o mare diversitate, diferind una de alta atît prin natura fenomenului hidraulic cît și prin soluția constructivă. Se poate face însă o clasificare a acestora în funcție de mai multe criterii [1].

În funcție de fenomenul hidraulic se deosebesc soluții care folosesc: saltul hidraulic de fund, saltul hidraulic de suprafață, impactul curentului, rugozitatea artificială, debușarea sub formă de jet și aerarea intensă a lamei. O asemenea grupare este însă greu de utilizat, deoarece există multe soluții în funcționarea cărora apar nu unul, ci mai multe fenomene.

În funcție de natura folosințelor din aval și de valorile impuse unor caracteristici ale curgerii, sînt disipatori care trebuie să asigure: viteze medii limită în anumite secțiuni caracteristice, oscilații de nivel limitate, continuitate în funcționare etc. Dezavantajul acestei clasificări constă în faptul că nu permite gruparea tipurilor constructive existente în practică.

În funcție de natura albiei din aval se deosebesc lucrări de disipare pentru albii cu pante mari ($I > I_{cr}$) sau mici ($I < I_{cr}$), pentru albii stîncoase sau nestîncoase (coezive sau necoezive), pentru albii mai late sau mai înguste ca descărcătorul etc.

În funcție de tipul de construcție căreia îi sînt atașați, disipatorii sînt: pentru descărcătorii de suprafață ai barajelor, pentru conducte, galerii sau goliri de fund, pentru descărcători intermediari, pentru căderi sau debușări ale canalelor. Deși fenomenele hidraulice sînt uneori similare la diferite categorii, acest criteriu este mai apropiat de practică și acoperă mai bine soluțiile constructive.

9. Tipuri de disipatori

Soluțiile de disipare pentru evacuatorii de suprafață diferă, după cum lama deversantă este sau nu condusă în aval de un parament deversant sau de un rapid de descărcare. Cînd lama este condusă în aval se pot utiliza: radiere disipatoare, bazine, praguri la piciorul aval, rezistențe locale pe parament, ciocnirea curenților. În cazul căderilor mari (peste 60...70 m) apar și o serie de lucrări specifice: bazine cu radier înclinat, bazine duble, trambuline. Cînd lama nu este condusă în aval se prevede fie deversare liberă fără consolidare, fie deversare liberă cu bazin sau contrabaraj în bieful aval.

La ieșirea din conductele de golire sau din galerii se pot prevedea bazine de disipare, lucrări de deviere a jetului liber în aval, ca și ciocnirea curenților.

Criteriile de selectare și diferențele constructive ale diferitelor soluții sînt legate direct de tipul de amenajare în care se încadrează disipatorul.

În situația acumulărilor realizate cu baraje înalte, descărcătorii funcționează relativ rar, dar atunci cînd funcționează ei descarcă debite maxime sub sarcini maxime. Disipatorii de energie și consolidările aval sînt indispensabile pentru asigurarea stabilității construcțiilor de retenție și a versanților.

În situația amenajărilor de tip fluvial descărcarea se realizează continuu, concentrînd pe lățimi reduse debite specifice deosebit de mari (50...150 $m^3/s.m.$). La debite mai mici decît cele de calcul lățimea evacuatorului este folosită doar parțial, ceea ce provoacă o disproporție a repartiției debitului pe lățimea albiei din aval și deci oscilații și mișcări instabile. Disipatorii de energie se realizează în consecință.

10. Tendințe actuale

Soluția clasică în domeniul amenajărilor de cădere redusă o constituie bazinele de disipare. Deși sînt simple sub aspect constructiv și clare sub aspect funcțional, ele se adoptă din ce în ce mai rar. Mult mai raționale apar bazinele de disipare asociate cu dinți masivi în apropierea secțiunii contractate și cu rebane și praguri terminale șicanate. Se obțin construcții mai compacte și mai eficiente, dimensiunile bazinului reducîndu-se cu 30...50%.

În domeniul amenajărilor de cădere mare există în prezent două tendințe [1]:

— să se disipeze energia cinetică suplimentară la piciorul barajului, utilizînd soluții constructive adecvate;

— să nu se disipeze energia cinetică suplimentară, utilizînd-o integral pentru îndepărtarea apelor evacuate la o distanță cît mai mare de piciorul barajului.

În prima alternativă, bazinele cu dinți, a căror eficiență este certă, prezintă riscul de apariție a cavitației și deci sînt limitate ca domeniu de aplicare. Soluția clasică în acest caz o constituie bazinele de disipare cu radier înclinat, racordat cu paramentul aval al barajului. O soluție mai compactă, frecventă în ultima perioadă, constă în realizarea unor bazine de disipare cilindrice, care asigură o racordare acceptabilă cu un volum de beton de cîteva ori mai mic, în comparație cu un bazin cu radier înclinat.

În cea de a doua alternativă se adoptă scheme cu trambulină, acceptînd conștient riscul apariției unor eroziuni locale importante, dar suficient de depărtate de baraj pentru a nu îi periclita stabilitatea.

§ 4. DISIPATORI LA DESCĂRCĂTORII DE SUPRAFAȚĂ

11. Radiere în aval de baraj

Cea mai simplă măsură constructivă constă în prevederea în aval de baraj a unui radier, pe care se formează saltul înecat. Soluția este rațională numai pentru baraje de mică înălțime, atunci cînd adîncimile naturale din aval sînt suficient de mari pentru a asigura formarea saltului la o gamă largă de debite. Dat fiind că în cazul neînecării saltului se produc eroziuni în aval pe o lungime importantă, în toate cazurile se prevede o protecție suplimentară a albiei dincolo de radierul orizontal (fig. 10—5).

Lungimea radierului disipator este determinată de întinderea zonei pînă la care viteza scade la circa 4...5 m/s, cînd roca este la zi, sau la valorile admisibile, în cazul terenurilor nestîncoase. Din cauza varietății mari a condițiilor de disipare nu se poate da o formulă generală pentru calculul lungimii.

În practică, lungimea radierului (l_{rad}) se ia din considerente constructive în limitele $2\,H \leqslant l_{rad} \leqslant 3{,}5\,H$, în care H este căderea la baraj [3]. Sînt însă situații cînd lungimea adoptată este mult mai redusă, în special la stăvilare mai puțin importante (fig. 10—6).

La multe baraje s-au construit radiere în pantă în locul celor orizontale. Eficiența acestora este mult mai mare, deoarece lama deversantă curge pe suprafața

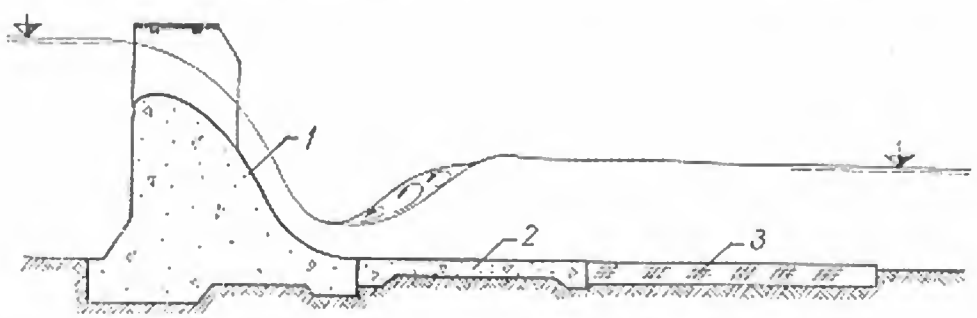


Fig. 10-5. Radier orizontal în aval de baraj:
1 — deversor; *2* — radier disipator; *3* — protecție aval.

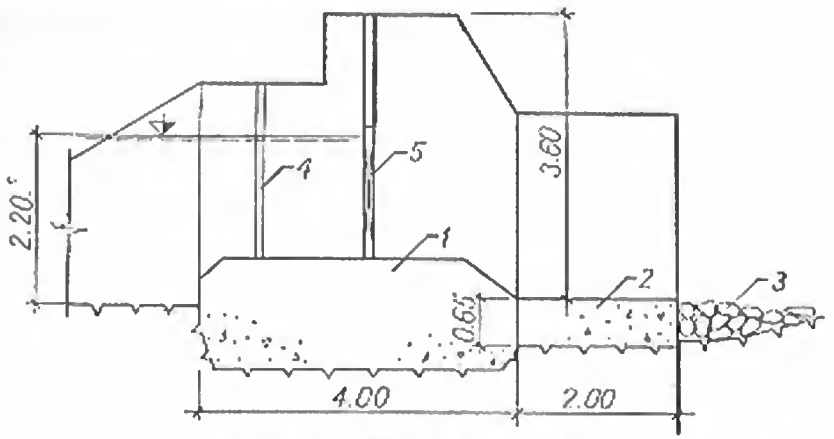


Fig. 10-6. Stăvilarul Sinaia:
1 — prag lat; *2* — radier orizontal; *3* — piatră spartă; *4* — nișă batardou; *5* — stavilă.

înclinată a radierului pînă atinge adîncimea necesară formării saltului. În acest fel, saltul se menține pe radier pentru o gamă variată de debite (fig. 10—7). Unele studii de laborator [4] arată că panta radierului trebuie să fie în general de 1 : 4. Folosirea radierului în pantă necesită un volum relativ mare de beton, dar soluția poate deveni avantajoasă dacă se ține seama de aportul lui la asigurarea stabilității barajului.

Radierul disipator se execută în mod frecvent sub formă de placă de beton orizontală. Cînd este fundat pe terenuri nestîncoase, se armează în funcție de grosime și de condițiile în care lucrează. Solicitările transmise radierului și caracterul lor dinamic fiind mai puțin cunoscute, grosimea se alege pe criterii constructive. La baraje de cădere mijlocie (10 ... 25 m) grosimea se ia între 2 și 5 m. Pentru calcule preliminare, grosimea t a radierului poate fi determinată și cu relația empirică a lui *Dombrovski* [3]:

$$t = 0{,}15\, v_c \sqrt[4]{h_c}\ (\text{m}), \tag{10}$$

în care:

v_c — viteza de curgere în secțiunea contractată, în m/s;
h_c — grosimea lamei de apă în secțiunea contractată, în m.

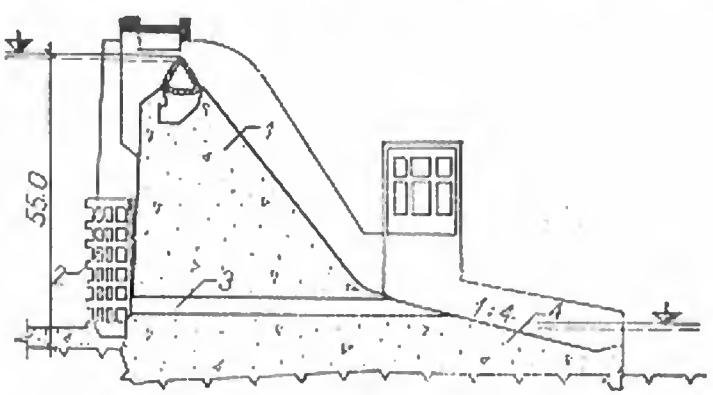


Fig. 10-7. Radier în pantă la barajul Madden:
1 — baraj deversor; *2* — grătare; *3* — conductă de golire; *4* — radier în pantă.

Cînd radierul se fundează pe rocă el constituie numai o îmbrăcăminte a suprafeței terenului și grosimile sînt mai reduse, de 1...2 m (cu tendință de creștere pentru căderi mari).

Suprafața se protejează împotriva uzurii provocate de vitezele mari de curgere, de trecerea gheții și a aluviunilor. Cînd se dispune de piatră rezistentă, suprafața se protejează cu zidărie de moloane de piatră cu mortar de ciment. În restul situațiilor radierul se acoperă cu un strat de beton de uzură, de 15...25 cm și se armează la fața superioară cu o rețea de bare cu ochiuri de 25 cm.

Din punct de vedere constructiv radierul se separă de baraj printr-un rost care permite tasarea independentă a celor două uvraje. Capătul aval se ancorează de obicei în fundație, pentru a fi protejat în cazul degradării rizbermei.

Ridicarea sub acțiunea subpresiunii se previne prin executarea sub radier a unui drenaj sub formă de saltea de filtru invers, din care apa este evacuată spre rizbermă, sau la suprafață, prin barbacane prevăzute în radier.

12. Bazine disipatoare simple

Bazinele disipatoare au rolul de a localiza formarea saltului hidraulic apropiat pentru orice combinație de debite și niveluri. Înălțimea de apă necesară înecării saltului se asigură prin coborîrea locală a biefului în aval de descărcător și construirea unui prag terminal masiv, peste care se formează o lamă deversantă corespunzătoare (fig. 10-8).

Domeniul de aplicare este condiționat de prezența regimului lent în bieful aval, bazinele fiind utilizate frecvent în practică, pentru o gamă largă de debite specifice și căderi: $5 < Fr_1 = \frac{\alpha q^2}{g h_c^3} < 100$, cu q debitul specific și h_c adîncimea contractată, limita economică fiind însă $Fr_1 < 30$ [5].

Există două scheme constructive derivate: una, în care înecarea saltului se realizează numai prin adîncirea bazinului sub nivelul albiei aval, și o a doua, la care înecarea se obține numai prin înălțarea pragului terminal. Dacă roca de fundație

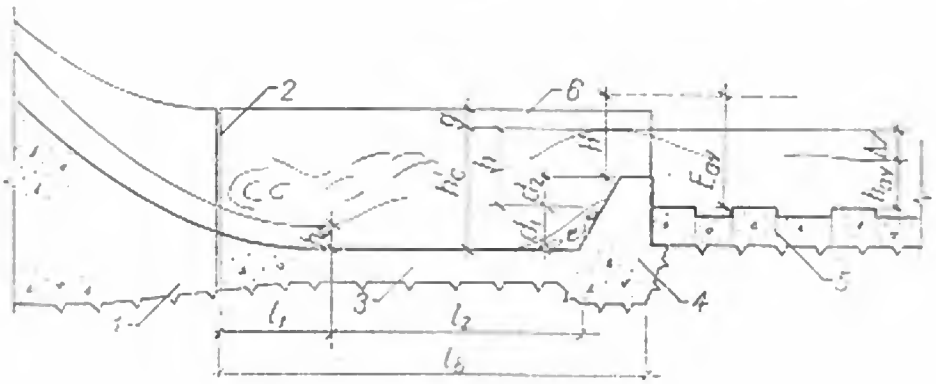


Fig. 10-8. Bazin disipator simplu:
1 — piciorul aval al barajului; *2* — rost; *3* — radier; *4* — prag terminal; *5* — rizbermă; *6* — zid de gardă.

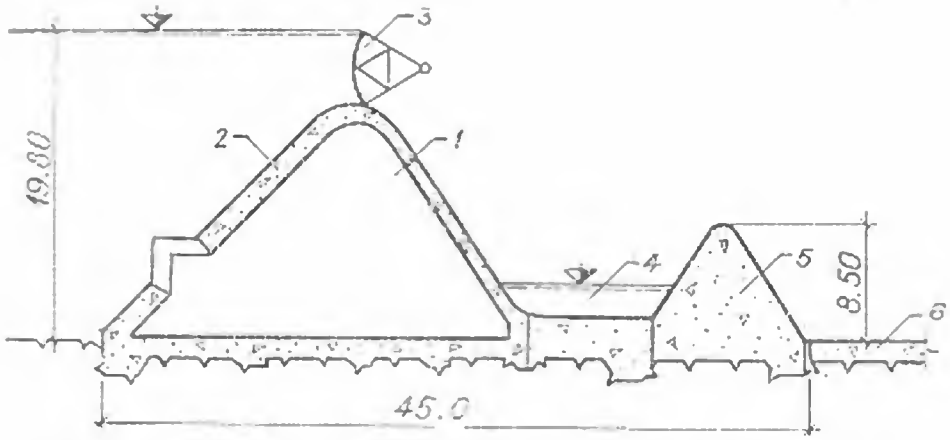


Fig. 10-9. Disipator cu prag terminal masiv la barajul Junction:
1 — baraj; *2* — placă amonte; *3* — stavilă; *4* — bazin disipator; *5* — prag terminal; *6* — rizbermă.

se găsește la cote coborîte, apare rațională adîncirea radierului. Trebuie însă avut în vedere ca fundarea bazinului să nu se facă sub cota de fundație a barajului, pentru a nu se afecta stabilitatea acestuia. Dacă roca de fundație se găsește aproape de suprafață, sau la zi, se caută soluții cu excavații minime, adoptîndu-se bazine cu praguri terminale înalte (fig. 10-9).

Este necesar să se studieze formele de conjugare în aval de prag. În unele cazuri, dincolo de acesta se formează salturi îndepărtate, care necesită fie executarea unui al doilea prag de înălțime mai redusă, fie a unui bazin disipator. În figura 10-10 este prezentat un baraj de circa 22 m înălțime, construit în U.R.S.S. [3], la care în aval de bazinul propriu-zis, realizat cu un prag terminal de 3 m înălțime, a fost necesară executarea unui al doilea bazin, prin coborîrea radierului cu 1 m.

Principalul element constructiv al bazinului disipator îl constituie radierul, a cărui lățime este egală cu aceea a descărcătorului și a cărui grosime rezultă din calculele de stabilitate.

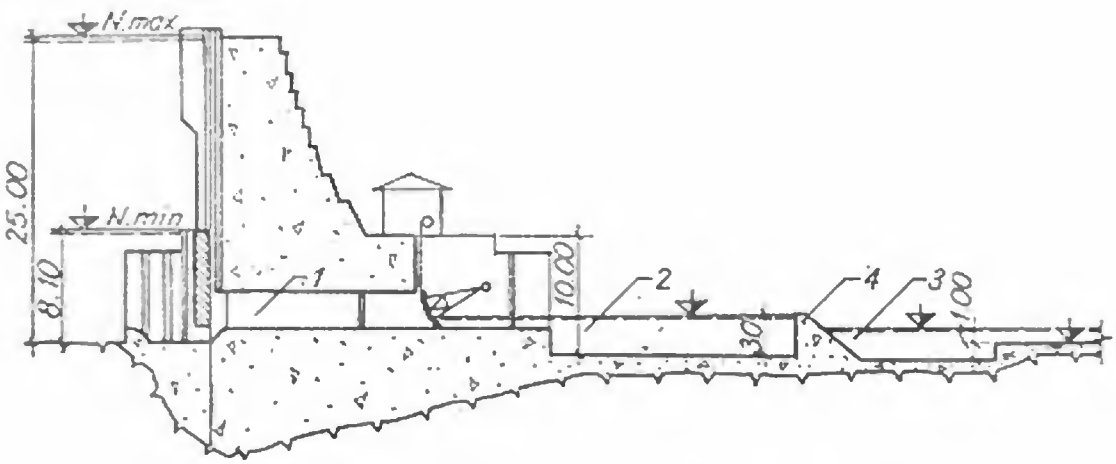


Fig. 10-10. Disipator cu prag terminal și două bazine:
1 — gîlire de fund; *2* — primul bazin; *3* — al doilea bazin; *4* — prag.

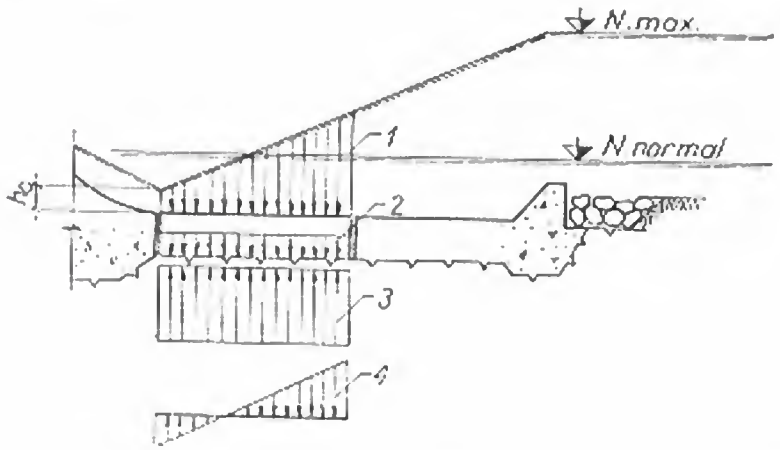


Fig. 10-11. Solicitări asupra radierului bazinului disipator:
1 — greutatea apei din bazin; *2* — greutatea proprie; *3* — subpresiuni; *4* — diagramă rezultantă.

În mod obișnuit apa stagnează în bazin și fundația acestuia este permanent saturată. Subpresiunea este dată de înălțimea apei din aval care apare în condiții normale de exploatare. În timpul funcționării evacuatorului, înălțimea de apă din bazin se reduce în zona amonte și crește în aval, datorită pantei hidraulice a saltului (fig. 10-11). În partea amonte subpresiunea va fi cu mult mai mare decît greutatea apei din bazin și deci radierul va trebui să fie suficient de gros, astfel ca greutatea lui să echilibreze forța de ridicare. În plus, în zona de formare a înălțimii contractate, apar fenomene de sucțiune care mărește riscul de plutire a radierului. Deși sub radier se prevede întotdeauna un sistem de drenaj (pat drenant, barbacane etc.), în calcule eficiența acestuia se consideră doar parțială, pentru a ține seama de eventualele colmatări ce pot să apară în exploatare. La verificarea stabilității se admite în mod frecvent subpresiunea corespunzătoare nivelului normal din aval [6] (fig 10-11).

La dimensionarea radierului se iau în considerare momentele provocate de diagrama rezultantă a forțelor exterioare (fig. 10-11). Grosimea acestuia este mai mare în zona de racord cu barajul sau cu radierul de descărcare, iar armarea rezultă din calculele de rezistență.

La extremități, bazinul este mărginit de ziduri de gardă masive, fundate pe roca de bază. Coronamentul lor se găsește deasupra nivelului maxim din bazin, cu o gardă care ține seama de oscilațiile suprafeței libere și de emulsionarea intensă a apei. O relație empirică (neomogenă), privitoare la mărimea gărzii, indică [6]:

$$g = 0{,}03\ (v_c + h_b)\ (\text{m}), \tag{11}$$

în care:

v_c — viteza în secțiunea contractată, în m/s;

h_b — înălțimea apei în bazin, în m.

În practica americană înălțimea de gardă se stabilește în funcție de debitele de calcul (tabelul 10-1).

TABELUL 10-1

Debit de calcul. (m^3/s)	< 30	30 ... 150	150 ... 300	300 ... 1500	1500 ... 3000
Înălțime de gardă. (m)	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00

Radierul și pereții laterali ai bazinului disipator se execută din beton simplu sau armat, iar fețele udate se protejează împotriva uzurii. Măsurile constructive sînt asemănătoare cu cele ce se văd pentru radierele aval. Ansamblul bazinului este întotdeauna separat de piciorul aval al barajului sau de rapidul de descărcare al evacuatorului printr-un rost permanent. Rosturile de contracție ale bazinului se prevăd la 12...15 m distanță, atît în radier cît și în ziduri. Cînd lățimea bazinului depășește 10...12 m se prevăd și rosturi longitudinale permanente. În mod frecvent zidurile laterale sînt separate de radier prin astfel de rosturi.Dacă terenul de fundație este permeabil, se recomandă etanșarea rosturilor longitudinale cu tolă metalică sau benzi PVC, pentru a împiedica circulația apei în lungul rostului [6].

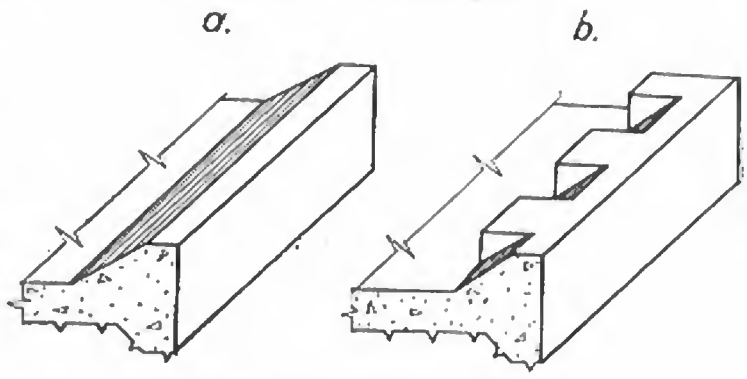


Fig. 10-12. Praguri terminale:
a — continuu; *b* — șicanat.

Pragul terminal are un dublu rol: modifică distribuția vitezelor pe verticală, reducînd vitezele de fund și deci acțiunea erozivă a curentului în aval; uniformizează în plan debitul deversat. Pragurile pot fi continue sau șicanate. Pragurile continue (fig. 10-12, *a*) sînt de obicei trapezoidale în secțiune transversală și curbilinii sau poligonale în plan. Cu bune rezultate se folosesc pragurile șicanate (fig. 10—12,*b*), alcătuite dintr-un prag de profil trapezoidal, pe care sînt așezați dinți cu fața amonte verticală. Aceștia divid curentul, atît în plan cît și pe verticală, în vine separate care se ciocnesc în aval de prag, producînd vîrtejuri.

În condiții de funcționare tridimensională, cînd funcția de uniformizare a debitului specific devine importantă, se preconizează praguri cu discontinuități. O asemenea soluție s-a aplicat la barajul *Carbonne* (fig. 10-13) pe Durance, pentru un debit specific de 150 $m^3/s.$ m., pragul avînd un raport unitar între plinuri și goluri. Rezultate bune au dat la multe baraje din Europa și din S.U.A. dinții de tip *Rhebock* [4], ale căror proporții sînt indicate în figura 10-14.

Prin calcule hidraulice se determină (fig. 10-8): adîncimea bazinului d_1, înălțimea pragului d_2, lungimea bazinului l_b cu componentele sale l_1 și l_2. Cele două cazuri extreme, numai cu bazin sau numai cu prag, se obțin prin particularizarea relațiilor generale, admițînd $d_2 = 0$, respectiv $d_1 = 0$.

Dimensionarea comportă mai multe etape [7]:

— se calculează adîncimea conjugată h'_{av} a înălțimii din aval h_{av}:

$$h'_{av} = \frac{h_{av}}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g h_{av}^3}} - 1\right); \tag{12}$$

— se calculează energia specifică totală în aval de prag:

$$E_{av} = h'_{av} + \frac{q^2}{2g h_{av}'^2}; \tag{13}$$

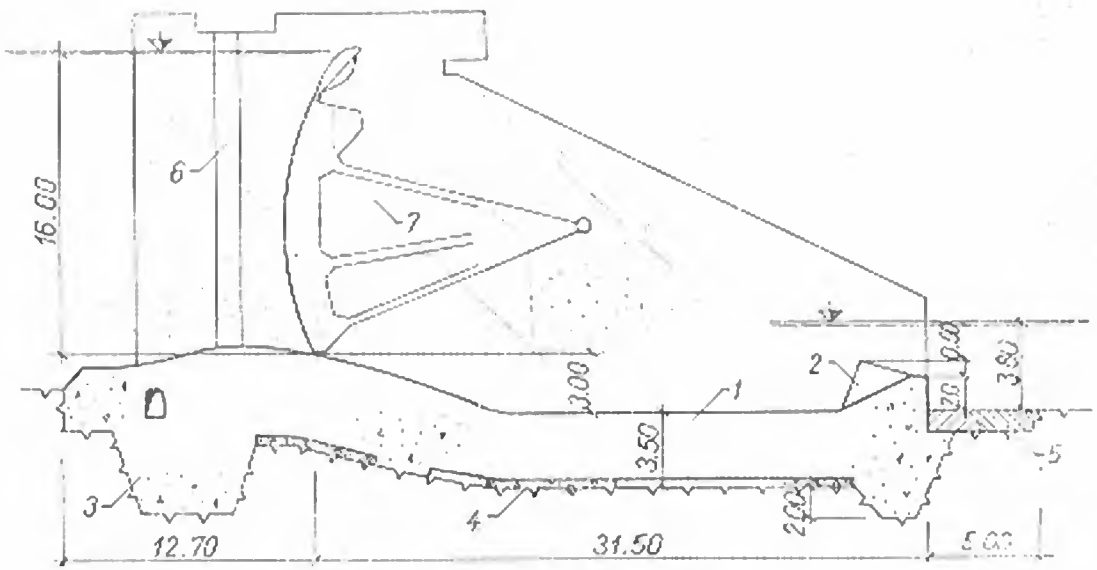


Fig. 10-13. Barajul Carbonne:
1 — radier disipator *2* — prag șicanat *3* — pinten amonte; *4* — beton poros; *5* — rizbermă; *6* — nișă de batardou; *7* — stavilă.

— se calculează sarcina pe prag:

$$H = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}}\right)^{2/3}; \tag{14}$$

— se determină înălțimea pragului:

$$d_2 = E_{av} - H; \tag{15}$$

— se calculează h din relația implicită:

$$h = E_{av} - \frac{\alpha}{2g}\left(\frac{q}{h - d_2}\right)^2; \tag{16}$$

— se calculează adîncimea contractată h_c, fără a ține seama de adîncimea d_1 a bazinului și se determină adîncimea conjugată corespunzătoare:

$$h_c' = \frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g h_c^3}} - 1\right); \tag{17}$$

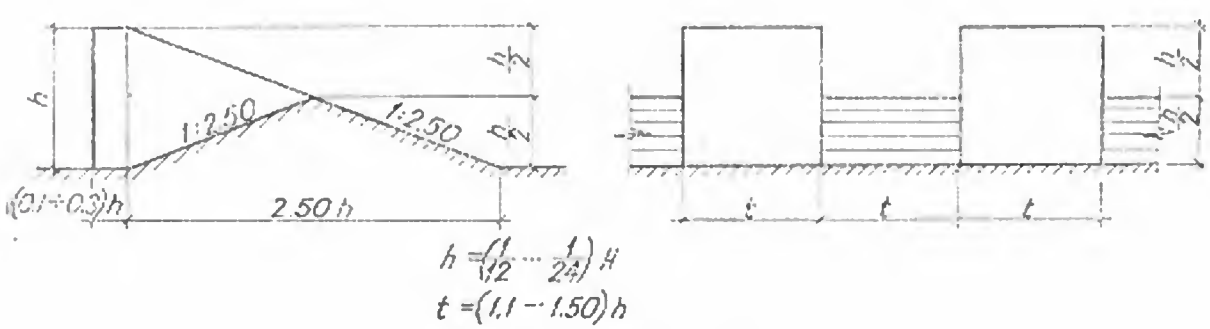


Fig. 10-14. Dinți tip Rhebock.

— se determină adîncimea bazinului:

$$d_1 = h_c'' - h; \tag{18}$$

— se recalculează h_c ținînd seama de adîncimea bazinului d_1 și se reiau ultimele două etape.

Pentru simplificarea operațiilor există grafice și abace. Calculul trebuie efectuat pentru diverse combinații de debite și niveluri, iar alegerea dimensiunilor se face luînd maximele curbelor $d_1 = f_1(Q)$ și $d_2 = f_2(Q)$.

Lungimea bazinului se determină cu relația:

$$l_b = l_1 + l_2, \tag{19}$$

în care l_1 rezultă din condiții de racord între descărcător și bazin, iar l_2 din relația:

$$l_2 = (0{,}7 \ldots 0{,}8)\, 6\, (h_c'' - h_c), \tag{20}$$

în care notațiile sînt aceleași.

13. Bazine disipatoare cu dinți

Bazinele simple, fără elemente suplimentare de disipare, constituie soluții indicate pentru amenajări la care $Fr_1 < 30$, deci atunci cînd debitele specifice și căderile sînt reduse. Limita $Fr_1 = 30$ odată depășită, bazinele simple încep să devină neeconomice, din cauză că dimensiunile saltului și, odată cu ele, gabaritele construcției, cresc rapid [1]. În prezența unui sistem de dinți, ales în mod corespunzător, se pot obține reduceri ale dimensiunilor bazinului disipator de pînă la 25...30%. Cînd albia din aval de baraj este lipsită de apă, dinții au în plus rolul de a evita îndepărtarea saltului în prima fază a descărcării, dacă adîncimile aval nu corespund debitelor evacuate.

Din punct de vedere constructiv bazinul cu dinți este foarte asemănător cu bazinul simplu, avînd în plus un sistem de dinți amplasat pe radier. Deși distribuția și dimensiunile optime ale dinților se stabilesc prin încercări pe modele, există o serie de recomandări, verificate de practică, privind alcătuirea lor.

Pentru stabilizarea regimului de curgere se recomandă ca la piciorul barajului să se prevadă blocuri deflectoare masive (fig. 10-15). Funcția lor nu este atît disipativă, cît distributivă și, în consecință, se poate admite teșirea sau rotunjirea muchiilor. Dimensiunile blocurilor deflectoare se pot stabili pe baza recomandărilor rezultate în urma măsurătorilor în natură, efectuate pentru 36 de baraje americane 8], confirmate și de o serie de experiențe de laborator [1]. În conformitate cu notațiile din figura 10-15 și ținînd seama că h_c este adîncimea conjugată în absența blocurilor deflectoare, se recomandă:

— înălțimea blocurilor ..... $d_r = h_c$;

— dimensiunile în plan ..... $b_1 = b_2 = d_r$;

— noua adîncime contractată ..... $\bar{h}_c = 1{,}5\, h_c$.

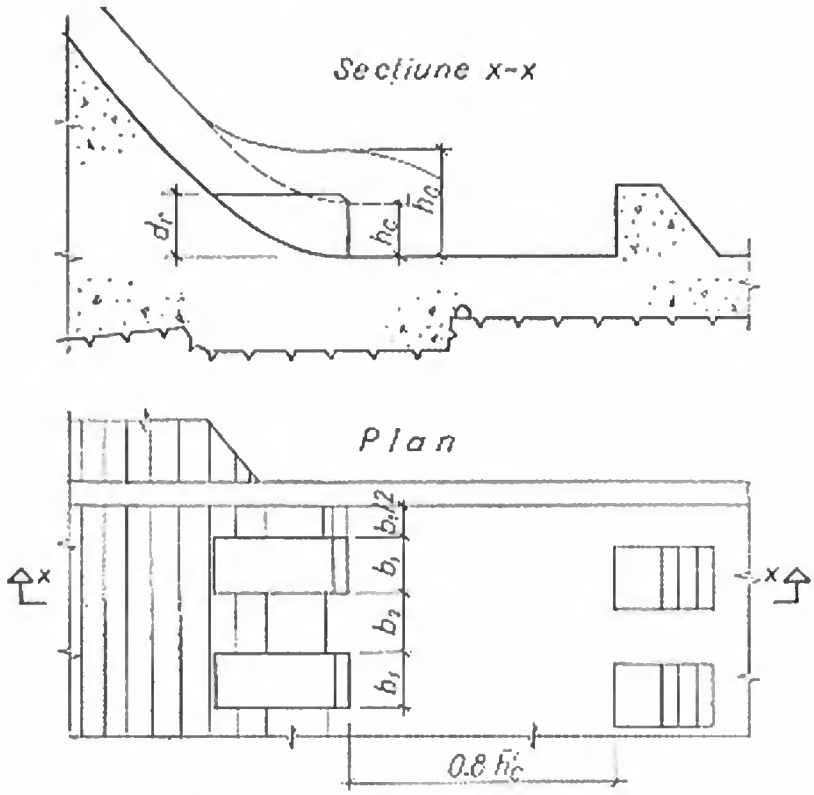


Fig. 10-15. Blocuri deflectoare la piciorul barajului.

Pentru a asigura un efect reactiv cît mai mare, dinții trebuie plasați cît mai aproape de secțiunea contractată, de obicei la 0,8 $\bar{h}_c''$, unde $\bar{h}_c''$ este adîncimea conjugată celei contractate. Dinții cu suprafața amonte verticală, pătrați sau trapezoidali în secțiune, au suficientă capacitate reactivă pentru ca un singur rînd să fie suficient. Cînd se prevăd totuși dinți cu suprafața amonte înclinată, este necesar să se asocieze un al doilea rînd de dinți, de același tip, amplasați în aval la mică distanță și cu raportul plin/gol alternant [1].

În figurile 10-16, 10-17 și 10-18 sînt prezentate trei tipuri de bazine disipatoare cu dinți și redane, recomandate de practica americană în cazul barajelor de cădere mică și mijlocie [6]. Primul tip (fig. 10-16) este indicat în cazurile în care viteza și adîncimea din secțiunea contractată conduc la numere *Froude* în domeniul $6{,}50 < Fr_1 < 20$. Pentru $Fr_1 > 20$, atunci cînd viteza din secțiunea contractată nu depășește 15 m/s, se aplică bazine disipatoare de tipul celui din figura 10-17, iar cînd viteza depășește această limită sînt indicate bazinele fără dinți disipatori, ca cel din figura 10-18. Dimensiunile bazinelor se pot determina în funcție de numărul Froude, cu ajutorul diagramelor asociate figurilor 10-16, 10-17 și 10-18.

Avantajele acestor soluții sînt: reducerea adîncimilor conjugate adîncimii contractate cu circa 20%, reducerea lungimii bazinului cu circa 50% și reducerea oscilațiilor de nivel în aval de disipator.

În practica construcțiilor de disipare, dinții prevăzuți pe traseul lamei deversante au forme și dimensiuni diverse, alese în general în urma încercărilor pe modele

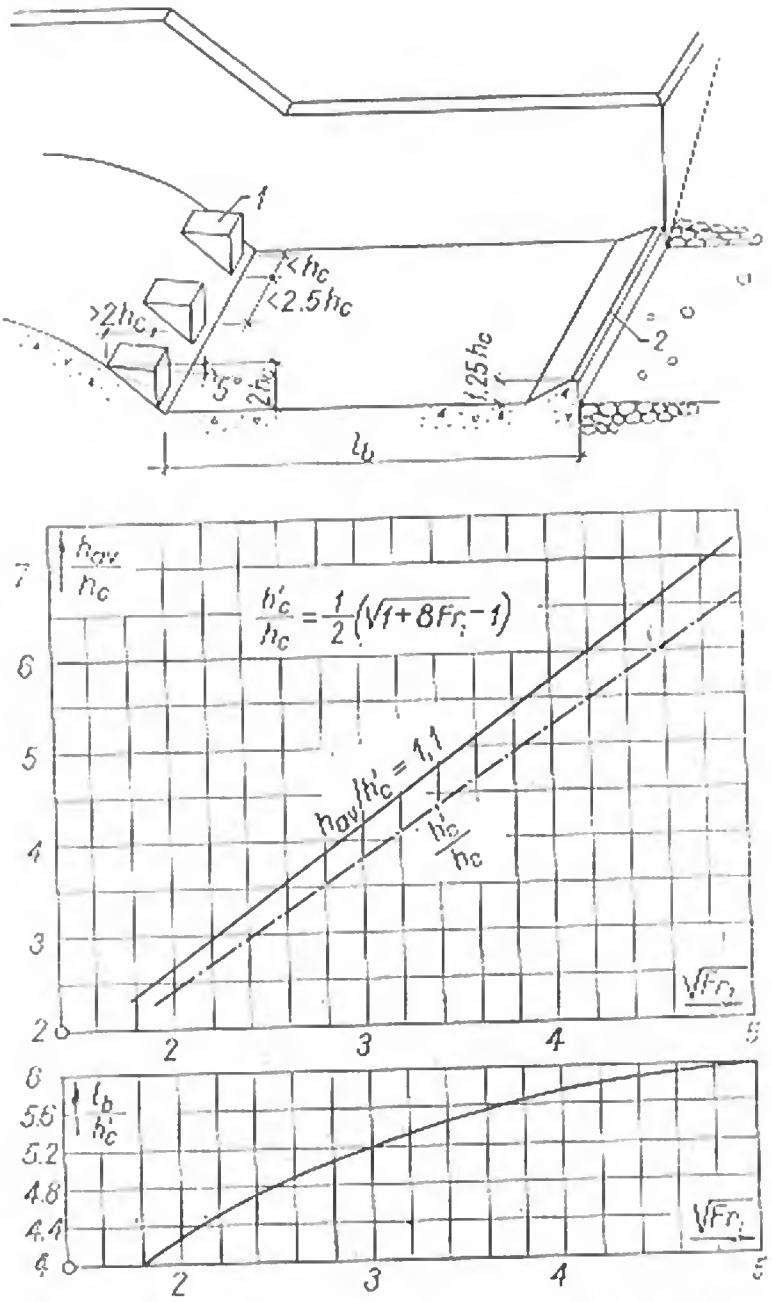


Fig. 10-16. Elementele bazinului disipator pentru $6{,}50 < Fr_1 < 20$:

1 — bloc deflector; *2* — prag continuu.

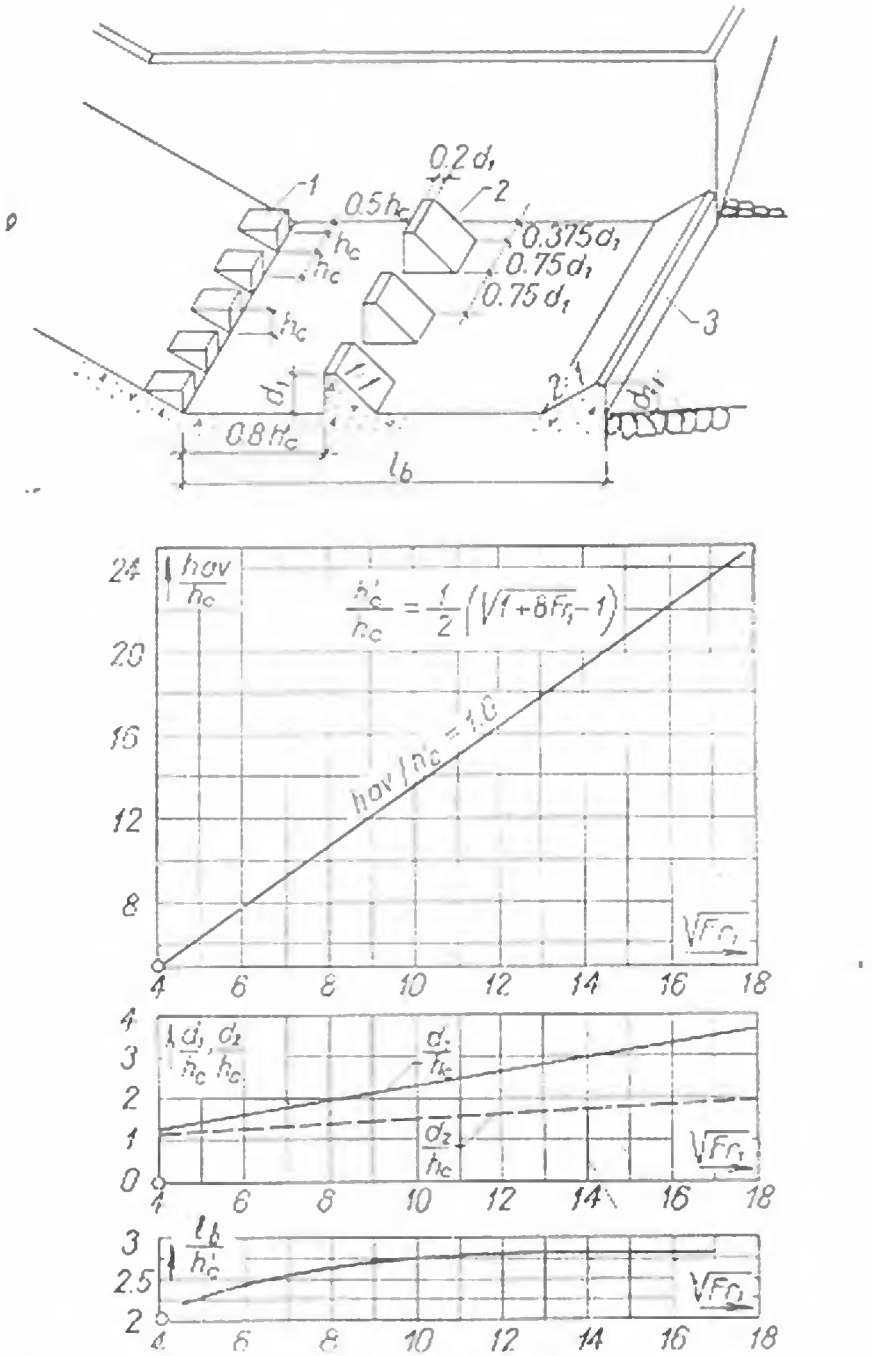


Fig. 10-17. Elementele bazinului disipator pentru $Fr_1 > 20$ și $v_c < 15$ m/s:

1 — bloc deflector; *2* — dinți; *3* — prag continuu.

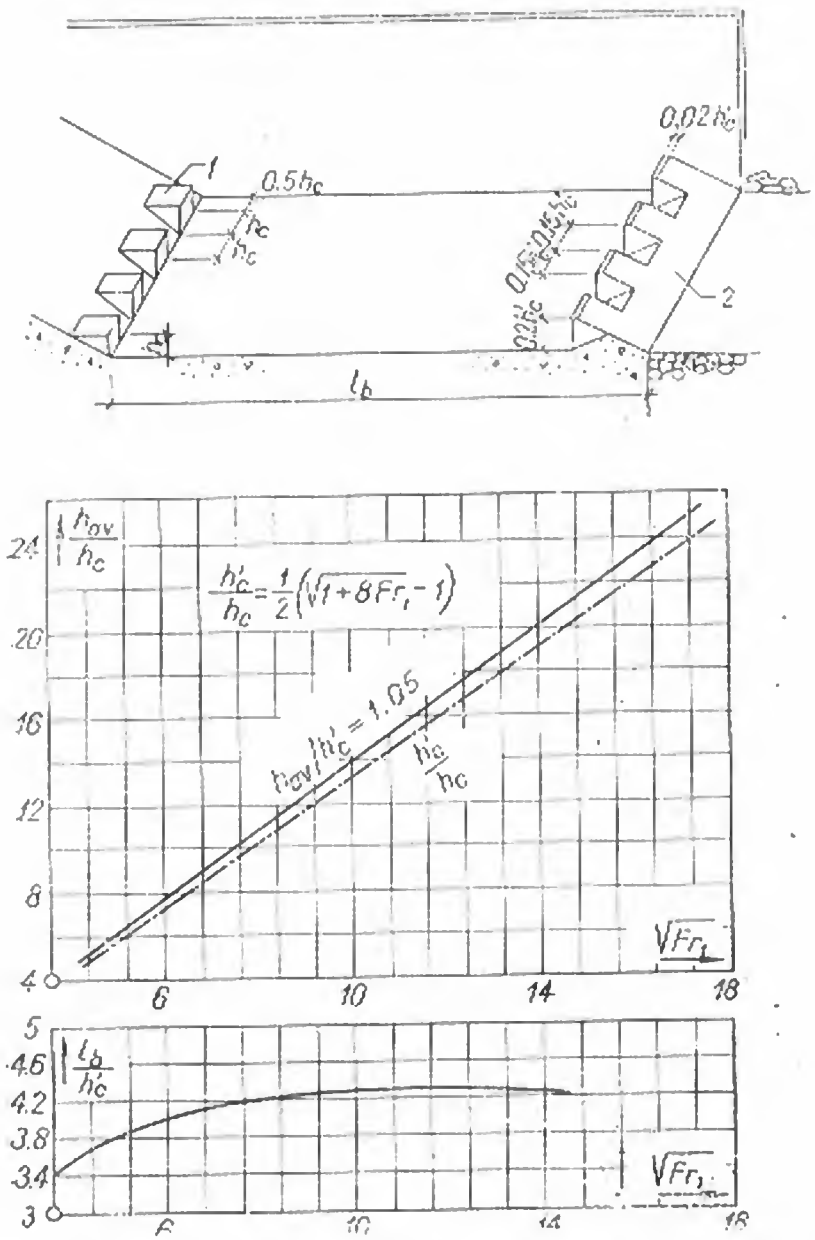


Fig. 10-18. Elementele bazinului disipator pentru $Fr_1 > 20$ și $v_c > 15$ m/s:

1 — bloc deflector; *2* — prag dințat.

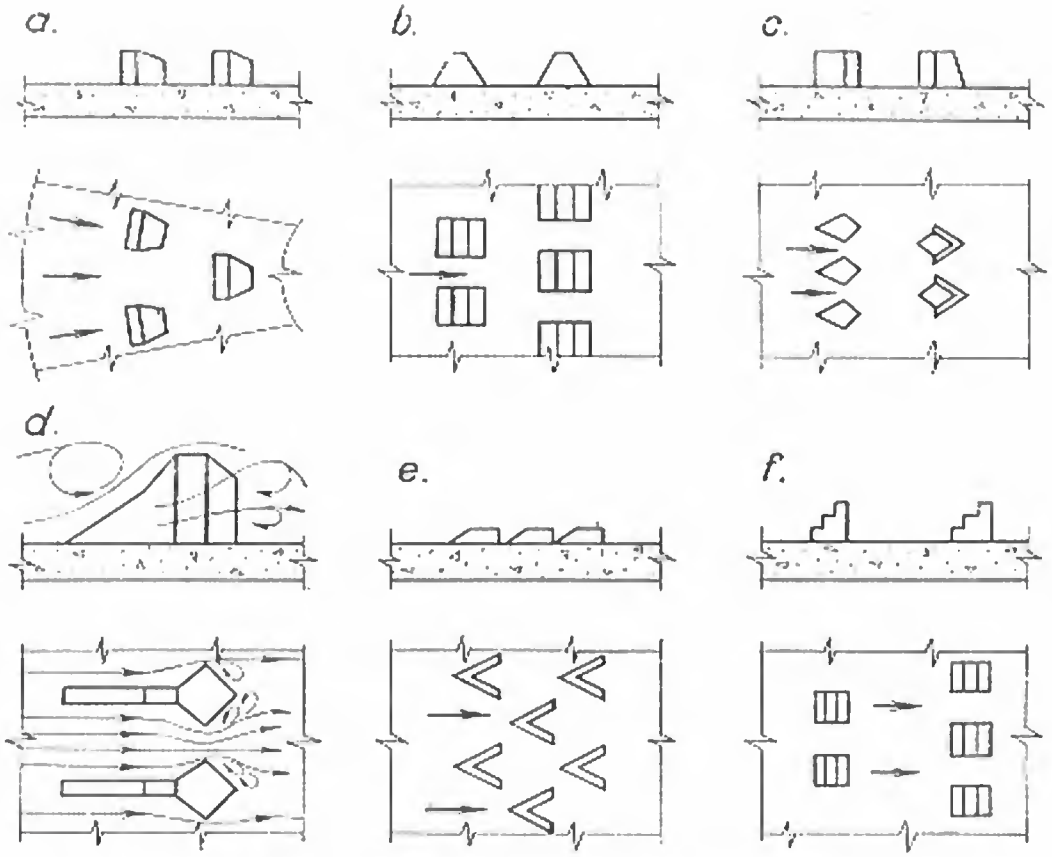


Fig. 10-19. Tipuri de dinți și redane:
a — redane dispuse convergent; *b* — dinți piramidali; *c* — dinți în formă de copită; *d* — redane alungite; *e* — redane în unghi; *f* — dinți în scară.

(fig. 10-19). Înălțimea dinților este în orice caz limitată de condiția de a fi sub nivelul apei, necesară atît hidraulic cît și pentru a preveni degradarea lor produsă de corpurile plutitoare și de gheață.

Întrucît bazinele disipatoare cu dinți sînt tot mai frecvent utilizate, chiar atunci cînd se depășește limita $Fr_1 = 60...70$, trebuie menționat că în exploatare poate să apară o degradare rapidă a dinților, provocată de:

— acțiunea abrazivă a apei, încărcată cu aluviuni și eventual plutitori;

— eroziunea provocată de cavitație.

Efectele abraziunii se pot preveni prin executarea dinților din betoane cu dozaje ridicate (500...600 kg/m^3) și cu agregate rezistente și prin protejarea muchiilor cu profile metalice. Eroziunea provocată de cavitație este însă mult mai periculoasă. Fenomenele de cavitație apar atunci cînd viteza depășește o anumită valoare critică (15...20 m/s) și cînd există zone de desprinderi și vîrtejuri. Pentru exemplificare, în figura 10-20 sînt prezentate rezultatele măsurătorilor efectuate pentru bazinul disipator al barajului *Mc Nary* [9]. S-au înregistrat presiunile care apar pe fața frontală (cu piezometrul P_1) și pe fața laterală (cu piezometrul P_2) a dinților, pentru situația în care se evacuau debite prin trei din cele 22 de deschideri ale barajului, de

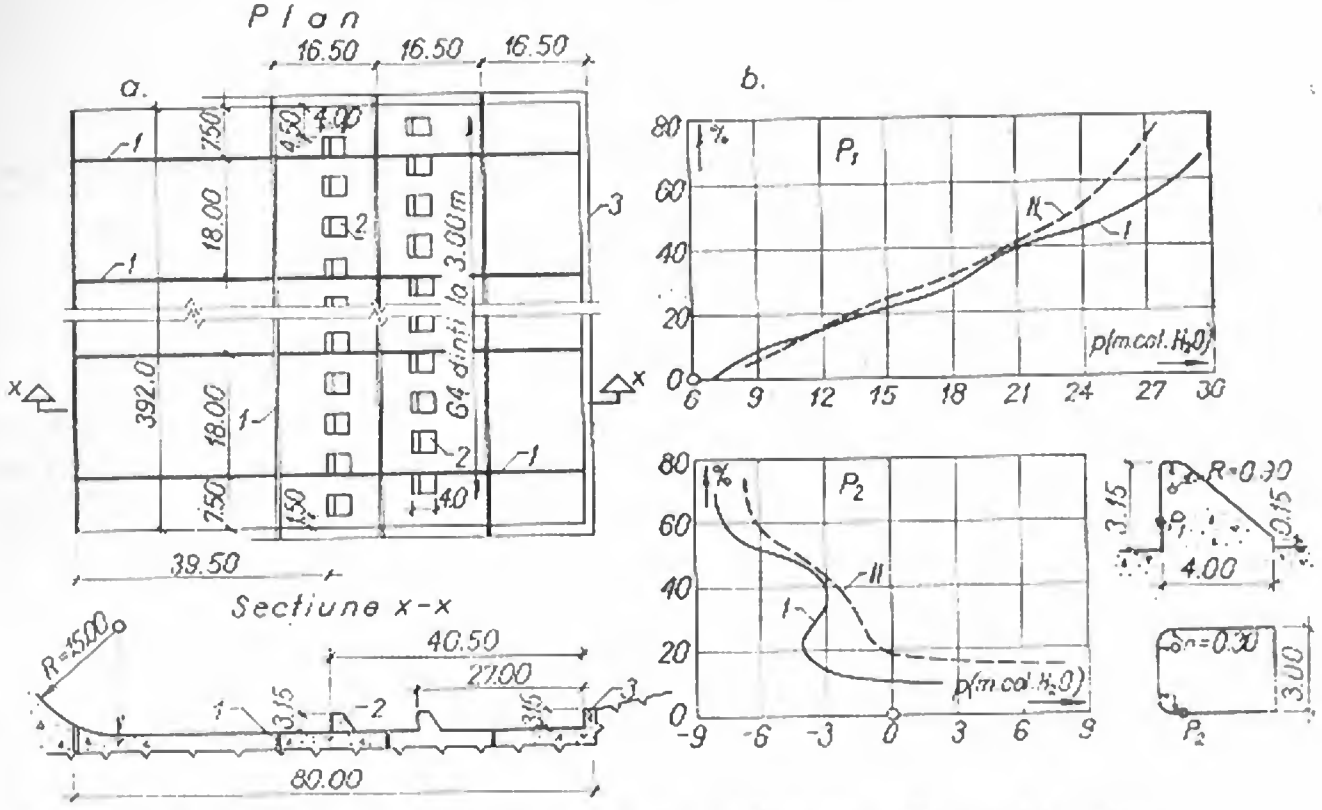


Fig. 10-20. Presiuni pe suprafața dinților, măsurate la disipatorul barajului Mc Nary:
a — alcătuirea constructivă; *1* — rost permanent; *2* — dinți; *3* — prag terminal; *b* — variația presiunii în funcție de gradul de deschidere a stavilelor (în procente); *I* — pentru o cădere de 35 m; *II* — pentru o cădere de 32 m.

15×15 m fiecare, în funcție de gradul de deschidere a stavilelor. Se constată apariția unor depresiuni importante (de pînă la —9 m. col. H_2O) pe fața laterală a dinților, ceea ce indică zone cavitaționale. Aceste rezultate explică degradările grave care au apărut în exploatare în aceste zone.

Pentru a preveni apariția cavitației, atunci cînd vitezele din secțiunea contractată depășesc 15...20 m/s, se adoptă dinți cu muchii rotunjite. Există numeroase propuneri privind forma acestora, astfel ca rotunjirile introduse să înlăture cavitația, fără a reduce capacitatea disipativă. În cazul căderilor mari (cînd $v \geqslant 30...35$ m/s) este însă necesară modificarea radicală a geometriei dinților, pentru a se produce ruperea curentului și a se înlătura în acest fel zonele depresionare de pe fețele laterale. O asemenea soluție s-a aplicat pentru disipatorul amenajării *Mangla* [9], în care se evacuează 30 600 m^3/s sub o cădere de peste 100 m. După cum se vede din figura 10-21, dinții sînt în formă de T, fața amonte fiind îmbrăcată în tolă metalică.

În afara măsurilor legate de forma dinților, pentru a se evita distrugerile provocate de cavitație, este necesar ca betonul din care se execută dinții și blocurile să fie monolit, cu fețe cît mai netede. Bavurile și rugozitățile locale amplifică pulsațiile de viteză și de presiune și pot contribui la dezagregarea betonului [1]. În ultimul

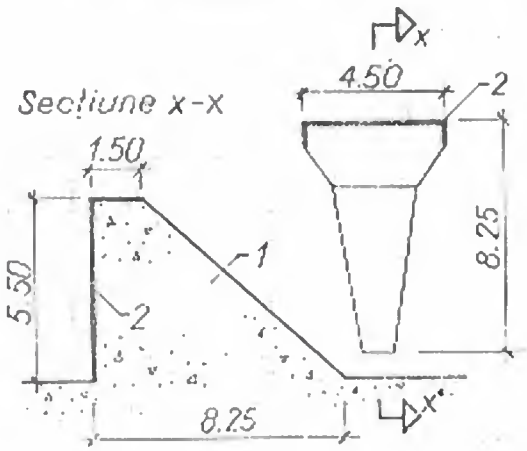


Fig. 10-21. Dinți protejați la disipatorul amenajării Mangla:
1 — beton compact; *2* — tolă metalică.

timp se preconizează protecția superficială a betonului cu materiale sintetice. O asemenea protecție, cu rășini speciale, s-a aplicat la unele cîmpuri deversoare ale barajului de la *Porțile de Fier*.

14. Bazine disipatoare cu radier înclinat

În cazul cînd căderea crește ($H \geqslant 50$ m), este indicat ca între piciorul aval al descărcătorului și planul orizontal al bazinului disipator să se prevadă un radier înclinat, pe care să se formeze saltul (fig. 10-22). În acest fel secțiunea contractată se realizează înainte de intersecția cu planul orizontal și din acest decalaj poate rezulta o soluție mai economică. Trebuie însă analizat dacă lungimea bazinului nu crește în raport cu aceea a disipatorului clasic.

În practică, pantele radierelor variază între 1 : 4 și 1 : 12, cea mai des utilizată fiind panta 1 : 8. Uneori radierul în pantă este completat cu o porțiune orizontală. Lungimea totală a bazinului betonat este mult mai redusă decît a saltului, în capătul

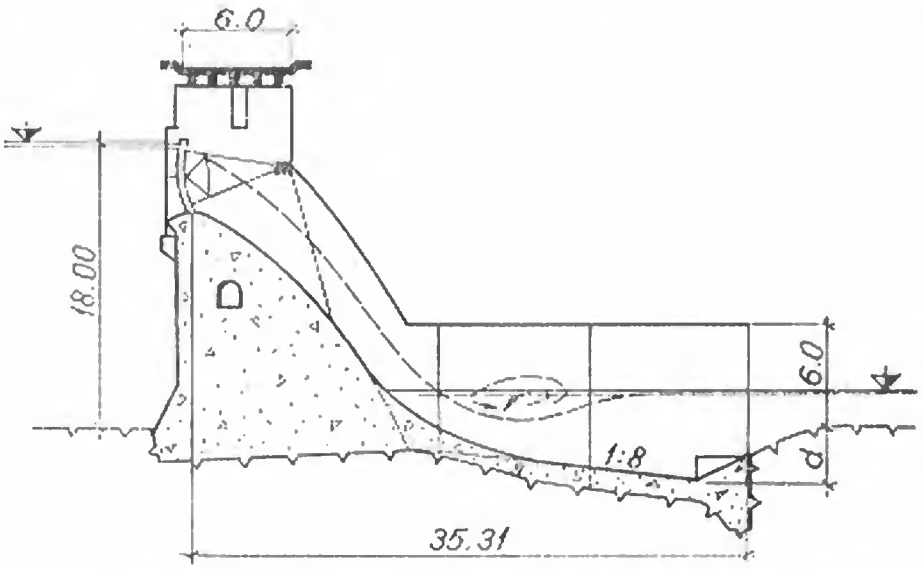


Fig. 10-22. Bazin disipator cu radier în pantă la barajul Wheeler.

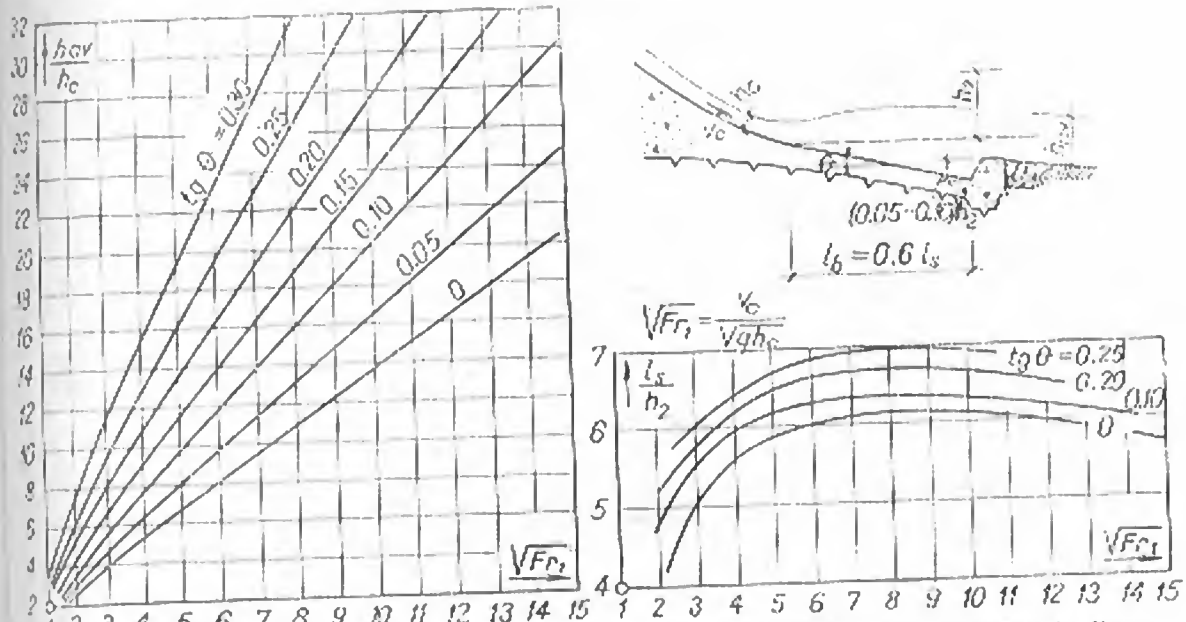


Fig. 10-23. Diagramă pentru determinarea caracteristicilor saltului în bazine cu radier înclinat.

aval realizîndu-se un prag masiv de beton, continuu sau şicanat. Este însă necesar ca albia aval să fie formată din materiale coezive, greu erodabile.

Dimensionarea hidraulică se face pentru debitul maxim evacuat şi se verifică apoi dimensiunile adoptate pentru o serie de debite intermediare. Pentru panta şi lungimea radierului nu există indicaţii precise. Se aleg mai multe variante, cu pante între 1:4 şi 1:10 şi se compară economic soluţiile rezultate. Adîncimile conjugate şi lungimile saltului l_s se pot stabili cu diagramele din figura 10-23 [1]. Lungimea bazinului se alege $l_b = 0{,}6\ l_s$, iar înălţimea pragului aval (0,05 ...0,10) h_2. Notaţia h_2 din figură corespunde adîncimii conjugate care apare în cazul radierului orizontal.

15. Bazine disipatoare pentru căderi mari

Deşi pentru barajele înalte sînt preferate soluţiile de descărcare cu devierea curentului (trambuline sau bazine cilindrice), în anumite situaţii condiţiile geologice sau topografice impun adoptarea de bazine de disipare. Mai frecvente sînt două soluţii constructive [1]:

— *bazine cu redane şi prag dinţat;*

— *bazine disipatoare în serie.*

Prima soluţie constă dintr-un radier terminat cu un prag dinţat masiv, care asigură formarea adîncimilor conjugate şi localizează saltul pe radier şi redane la ciorul descărcătorului, pentru divizarea lamei (fig. 10-24).

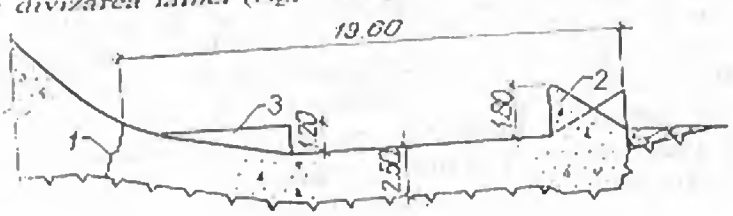


Fig. 10-24. Bazin disipator cu redane şi prag dinţat la barajul Imperiel:

1 — rost permanent; 2 — prag terminal alternant; 3 — redană.

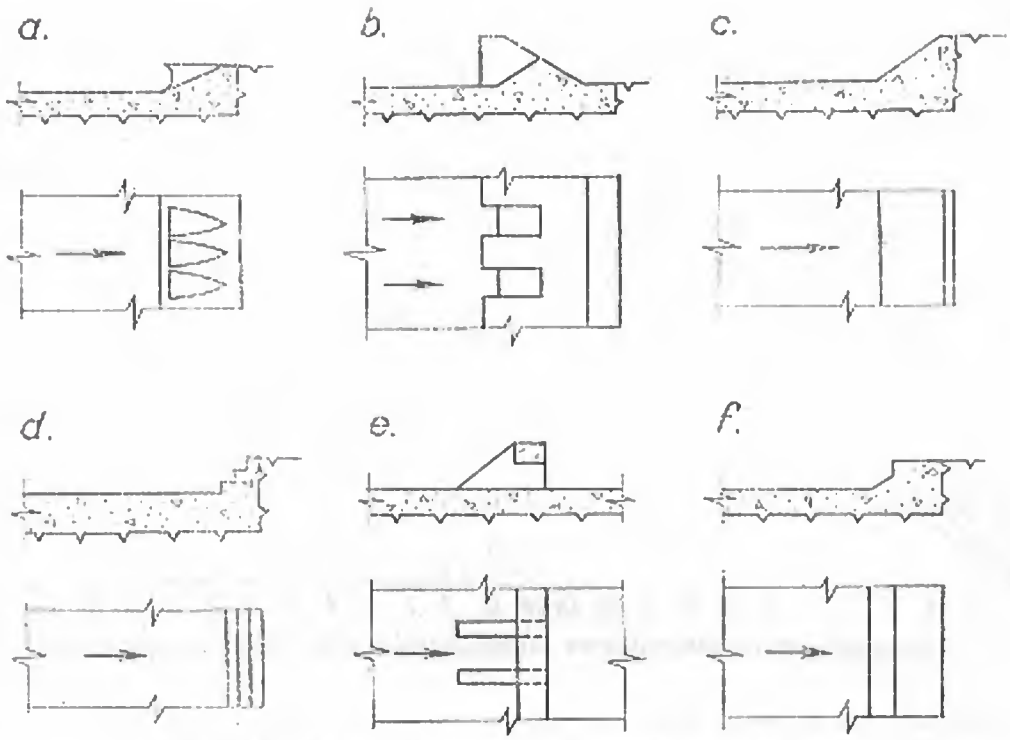


Fig. 10-25. Praguri terminale la bazinele disipatoare:
a — discontinuu cu deflectori; *b* — șicanat; *c* — continuu trapezoidal; *d* — continuu în scară; *e* — discontinuu cu grindă transversală; *f* — continuu poligonal.

Pentru dimensionări orientative se pot utiliza diagramele din figura 10-18. Datorită acțiunii disipative reduse a redanelor, cota radierului se alege ca pentru un bazin disipator simplu. La definitivarea unor astfel de bazine se recomandă încercări pe modele, care pot aduce modificări substanțiale formei și dimensiunilor construcției. Spre exemplu, în figura 10-25 sînt prezentate pragurile terminale adoptate în urma încercărilor pe modele [9] la o serie de baraje executate.

Cînd adîncimea bazinului rezultă atît de mare încît ar antrena coborîrea cotei generale de fundație, sau cînd debitele specifice sînt foarte mari și pot genera un al doilea salt la ieșirea din bazin, se adoptă două bazine de disipare în serie. Primul bazin se fundează la cota cea mai ridicată, admisibilă geotehnic, iar al doilea bazin, de dimensiuni mai reduse, se dimensionează astfel încît să localizeze saltul ce se formează la deversarea peste pragul primului bazin [1]. O soluție cu două bazine în serie s-a adoptat pentru disipatorul barajului *Poiana Uzului* (fig. 10-26), în care debușează un debit maxim de 540 m^3/s sub o cădere de 78 m.

În figura 10-27 se prezintă descărcătorul și disipatorul amenajării *Mangla* [9], ale căror condiții de funcționare sînt deosebit de dificile (Q = 30 600 m^3/s; H = 110 m). S-au prevăzut două bazine de disipare în serie. În bazinul superior saltul este controlat de pragul deflector de la piciorul canalului rapid, adîncimea de înecare fiind asigurată de pragul deversant de la capătul bazinului. După al doilea rapid de descărcare apa este condusă în bazinul inferior, unde se formează un al doilea salt hidraulic. Încercările pe modele au condus la o dispoziție cu dinți de disipare și prag șicanat. Tot din experimentări a rezultat că două treimi din energia cinetică totală este disipată în bazinul superior și o treime în bazinul inferior.

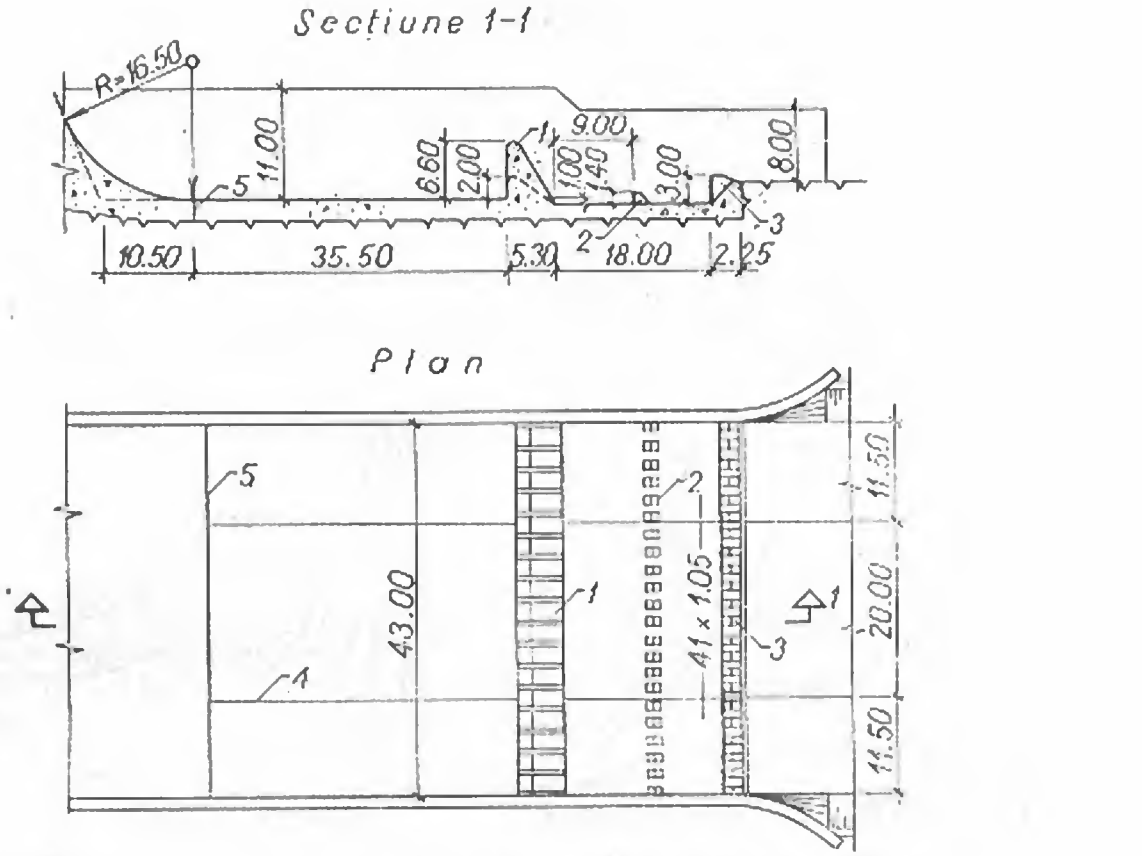


Fig. 10-26. Disipatorul de energie de la barajul Poiana Uzului:
1 — prag cu fante; *2* — dinți; *3* — prag terminal șicanat; *4* — rost de contracție; *5* — rost baraj - disipator.

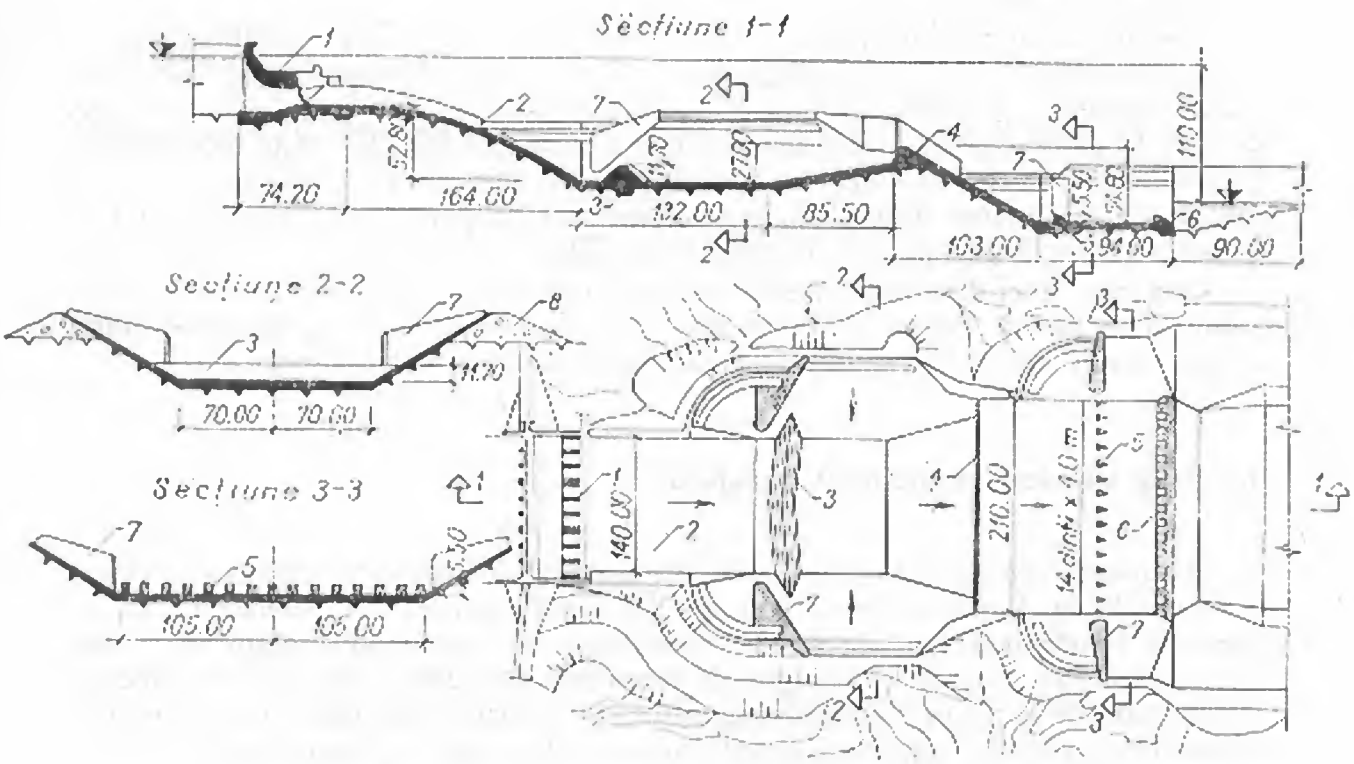


Fig. 10-27. Descărcătorul barajului Mangla:
1 — prag deversor cu stavile; *2* — canal rapid; *3* — prag deflector; *4* — prag terminal; *5* — dinți protejați; *6* — prag șicanat; *7* — perete de strangulare a curentului; *8* — umplutură.

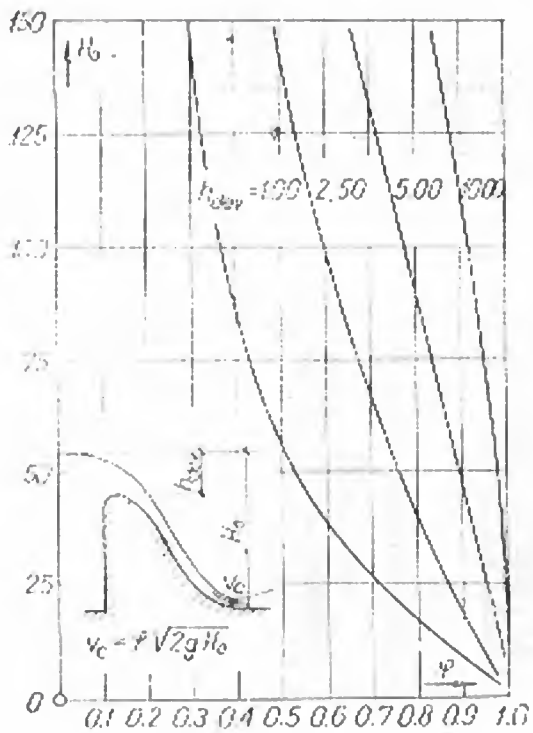
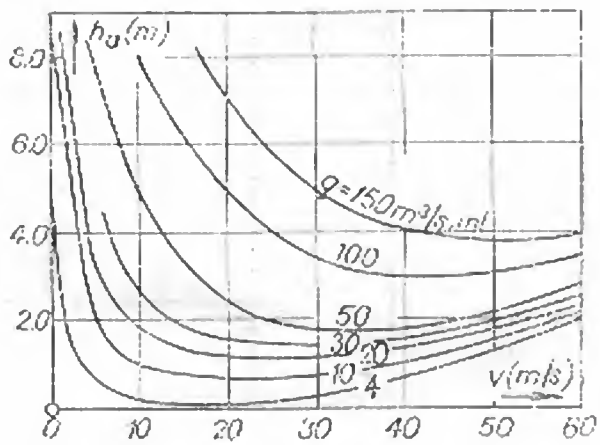


Fig. 10-28. Variația coeficientului de viteză în secțiunea contractată.

Fig. 10-29. Înălțimea lamei aerate în funcție de viteză și de debitul specific.



Disiparea energiei la evacuatorii de suprafață ai amenajărilor de mare cădere ridică încă două probleme specifice: disiparea energiei pe traseul de evacuare și aerarea lamei deversante.

Evaluarea energiei disipate pe paramentul deversant, sau pe canalul rapid, se poate face indirect cu ajutorul diagramei din figura 10-28. În funcție de grosimea lamei deversante și de căderea totală H_0 se indică mărimea coeficientului de viteză φ, cu care se poate calcula viteza în secțiunea contractată [8], [10]. Alte recomandări, [6] prevăd ca atunci cînd lungimea traseului de evacuare este cuprinsă între (1...5) H, otînd cu H căderea hidraulică, să se considere o disipare de 10%H, iar cînd lungimea acestuia depășește 5H, o disipare de 20%H.

Aerarea lamei deversante trebuie luată în considerare la determinarea înălțimii zidurilor de gardă. Pentru a obține adîncimea curentului aerat h_a se poate utiliza diagrama din figura 10-29, admițînd cunoscute viteza și debitul specific [11].

16. Prag vertical la piciorul barajului

Disiparea energiei cu ajutorul saltului hidraulic în regim de fund este eficientă și rațională în domeniul $Fr_1 \leq 80...140$. În cazul amenajărilor fluviale cu debite specifice foarte mari, sau la căderi importante, se recomandă soluții mai compacte, bazate pe racordarea în regim de suprafață. De această dată energia cinetică excedentară de la piciorul barajului se utilizează pentru îndepărtarea zonei de impact a debitelor evacuate, admițînd apariția unor afuieri, dar la distanțe nepericuloase pentru construcții.

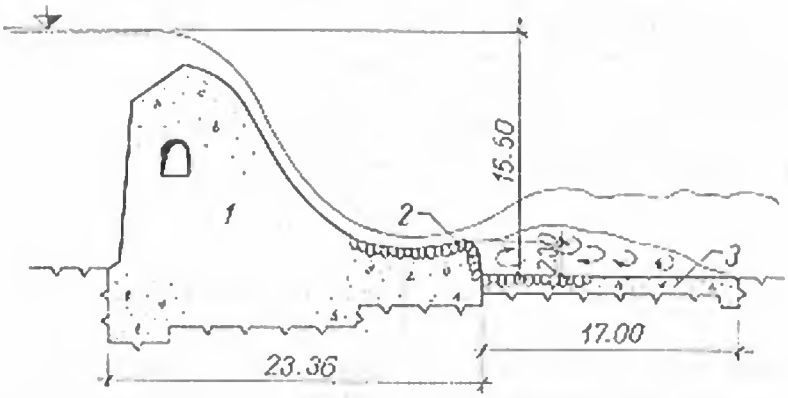


Fig. 10-30. Prag vertical la piciorul barajului Volhov:
1 — baraj deversor; *2* — prag vertical; *3* — radier de protecție.

Soluția cu prag vertical la piciorul barajului constă în racordarea paramentului deversant cu o porțiune în contrapantă, la o cotă situată deasupra albiei din aval (fig. 10-30 și 10-33). Dacă nivelurile aval sînt suficient de ridicate, astfel încît în absența pragului racordarea s-ar face cu salt înecat în regim de fund, se realizează saltul superficial. Dacă nivelurile aval sînt coborîte, pragul funcționează ca o trambulină [1].

Utilizarea pragului vertical pentru crearea regimului de suprafață neînecat este avantajoasă pentru evacuarea și tranzitul plutitorilor și gheții. În figura 10-30 se prezintă evacuatorul barajului *Volhov*, unde s-a adoptat o asemenea soluție din condiția de evacuare a unor cantități foarte mari de gheață, deși căderea este modestă. Pragul aval are însă o serie de deficiențe în exploatare și anume:

— formarea saltului superficial neînecat se realizează într-o gamă limitată de variație a nivelurilor aval, la niveluri mai ridicate apărînd vîrtejuri de suprafață (salt superficial înecat) care anulează principalul avantaj al soluției — descărcarea nestingherită a plutitorilor;

— dincolo de prag curgerea are un caracter ondulatoriu, care se propagă pe distanțe mari în aval, îngreunînd navigația și producînd eroziunea malurilor;

— solicitările dinamice asupra albiei produc uneori eroziuni importante în bieful aval, chiar în cazul albiilor stîncoase.

La dimensionare se determină înălțimea a a piciorului aval și unghiul θ pe care îl face cu orizontala tangenta la parament în acest punct (fig. 10-31).

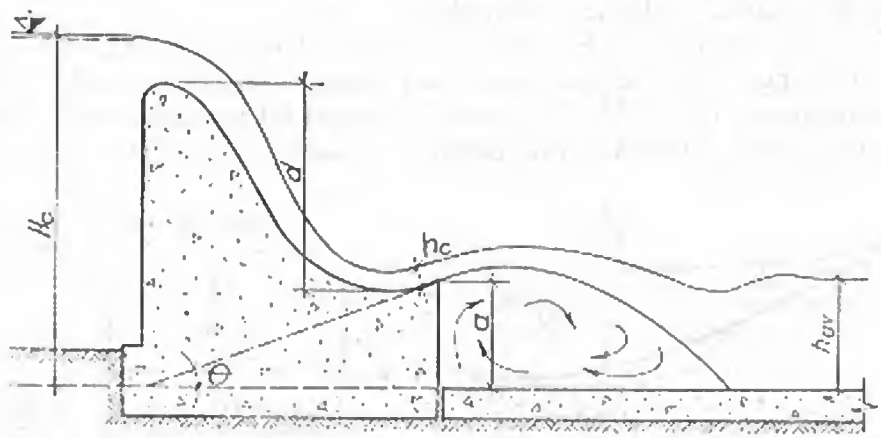


Fig. 10-31. Schemă pentru calculul hidraulic al pragului vertical.

În funcționarea disipatorului sînt importante două momente: de început al saltului superficial (primul regim critic) și de înecare a acestuia (al doilea regim critic) [7].

Condiția care trebuie îndeplinită pentru obținerea primului regim critic (adîncimea h_1) se determină din sistemul:

$$\begin{cases} a^2 + Aa + B = 0 \\ a = H_0 - h_c \cos 0 - \dfrac{q^2}{2g\varphi^2 h_c^2}, \end{cases} \tag{21}$$

unde notațiile sînt cele din figura 10-31; φ este coeficientul de pierderi produse din amonte pînă în secțiunea de calcul, iar coeficienții A și B au expresiile:

$$\begin{aligned} A &= 2h_c \cos 0; \\ B &= h_c^2 \cos^2 0 + \frac{2q^2}{gh_c h_1}(h_{av} \cos 0 - h) - h_{av}^2. \end{aligned} \tag{22}$$

Pentru determinarea adîncimii aval h_2, la care se formează al doilea regim critic, se poate folosi relația empirică [2]:

$$h_2 = 0{,}96\, a + 2{,}3\, h_{cr} + 1{,}96 \frac{a}{d}(H_0 - 1{,}75\, h_{cr}), \tag{23}$$

în care h_{cr} este adîncimea critică.

Dimensionarea se face prin încercări. Se alege un unghi 0 (în general sub 10°), o lungime a pragului mai mare de (1,5...2,5) h_c și o anumită înălțime a. Pentru orientare, se poate utiliza relația:

$$\frac{a_{min}}{h_{cr}} = 0{,}4 \sqrt{\frac{H_0}{h_{cr}}} - 1{,}5, \tag{24}$$

în care înălțimile caracteristice sînt introduse în metri [1].

Criteriul de acceptare a soluției propuse este:

$$h_1(q) \leqslant h_{av}(q) \leqslant h_2(q), \tag{25}$$

în tot domeniul de variație a debitelor specifice. Dacă inegalitatea (25) nu este satisfăcută se alege o nouă înălțime a pragului.

Pentru a evita dezavantajele saltului superficial înecat, care poate apare atunci cînd din diferite motive nu se mai respectă condiția (25), *B. Karaulov* [3] a propus un prag discontinuu (fig. 10-32). Se crează în acest fel un regim mixt, de suprafață și de fund, proporțiile dintre lățimile dinților și interspațiile dintre ei fiind precizate

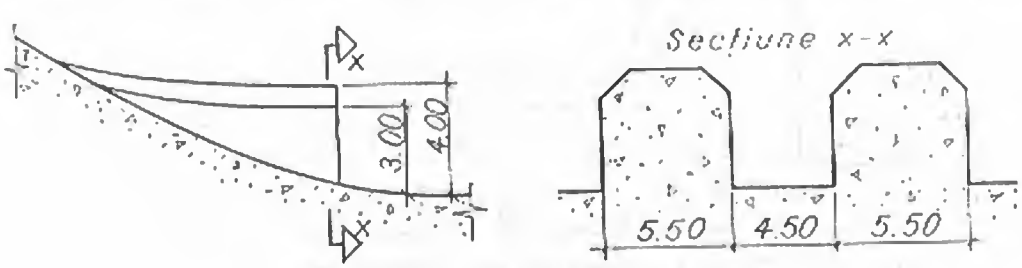


Fig. 10-32. Prag discontinuu.

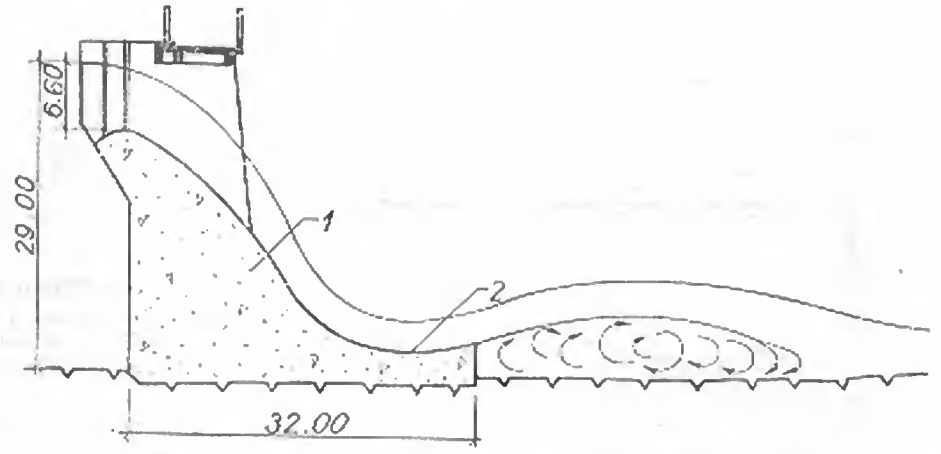


Fig. 10-33. Prag trambulină la barajul Conowingo:
1 — baraj deversor; *2* — trambulină.

experimental. În exploatare se păstrează atît avantajele regimului de fund (racordare lină, fără şocuri, cu bieful aval) cît şi descărcarea favorabilă a plutitorilor şi a gheţii. În plus apare şi o oarecare disipare suplimentară a energiei curentului, în urma fracţionării lui la căderea de pe deversor.

În anumite situaţii (pat aval rezistent, deversări rare), se adoptă soluţii cu prag vertical şi atunci cînd nivelurile aval sînt reduse. Lama trebuie însă îndepărtată la o distanţă suficient de mare de piciorul barajului. Funcţionarea în regim de trambulină este indicată şi atunci cînd regimul în aval este rapid şi nu este posibilă o conjugare prin salt.

Soluţii de acest tip s-au folosit cu rezultate bune în practica americană [9] pentru debite maxime de pînă la 14 000 m^3/s şi debite specifice de pînă la 60 $m^3/s.m.$, însă numai în albii din roci dure. Pentru exemplificare, în figura 10-33 se prezintă trambulina barajului *Conowingo*, intrat în exploatare cu 22 de ani în urmă.

17. Panouri trambulină sau batante

La barajele de cădere mică, fundate pe strat aluvionar, regimul de suprafaţă se poate realiza comod cu podine trambulină sau cu panouri batante (fig. 10-34).

De capătul aval al radierului barajului se leagă un panou de lemn sau de beton armat, care poate fi articulat sau aşezat pe piloţi bătuţi. Între panou şi baraj se lasă o fantă. Curentul părăseşte capătul radierului cu viteze mari, curge pe planul panoului, se ridică şi se divide în vine separate la pieptenele terminal şi se împrăştie în bieful aval. Sub panou se formează un vîrtej cu axă orizontală, a cărui viteză de fund este dirijată spre piciorul aval al barajului. În fantă se formează o depresiune datorită vitezelor mari ale curentului de deasupra şi de aceea, o parte din apa de sub panou este antrenată în acest spaţiu, intensificînd deci atragerea straturilor inferioare ale vîrtejului. În acest fel, materialul erodat din patul albiei este antrenat spre baraj şi spaţiul de sub panou se colmatează cu aluviuni. Eroziunea albiei se produce întotdeauna la o distanţă suficient de mare de baraj (cel puţin egală cu lungimea panoului) şi deci nu periclitează piciorul aval al acestuia.

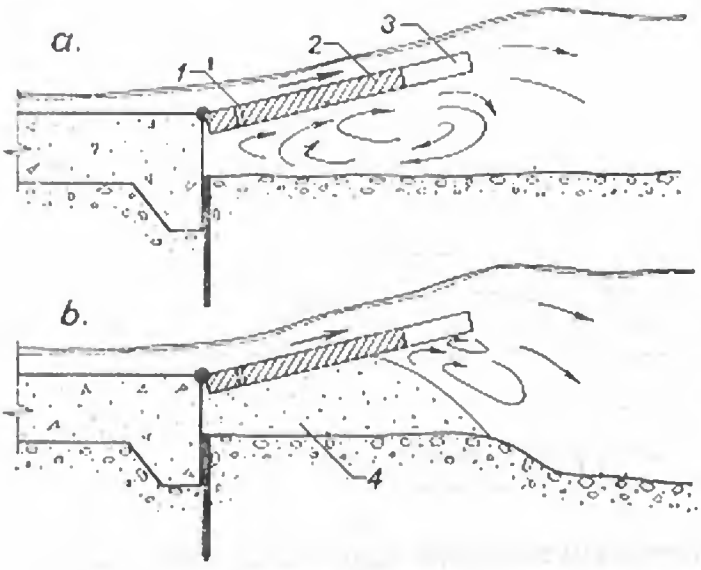


Fig. 10-34. Panou batant:
a — înainte de colmatare; *b* — după colmatare; *1* — fantă; *2* — panou *3*; — piepteneterminal; *4* — depozit de aluviuni.

Panourile de lemn se execută din grinzi de 20...25 cm grosime, iar o parte din ele (alternativ) se prevăd mai scurte, astfel încît capătul panoului capătă forma de pieptene.

Panourile din beton armat se execută sub forma unor planșee cu nervuri. Ele se pot articula de extremitatea aval a barajului, dar mai frecvent reazemă pe piloți sau se încastrează lateral în pilele barajului.

18. Bazine cilindrice

Bazinul cilindric constă dintr-un masiv de beton, plasat la piciorul barajului avînd la contactul cu apa o suprafață concavă (de obicei cilindric circulară cu rază mică), din care ieșirea se face după o tangentă la un unghi mai mic sau egal cu 45°.

În figura 10-35 se prezintă soluția de disipare cu bazin cilindric realizată la barajul *Grand Coulee*, prima de acest tip în lume [9].

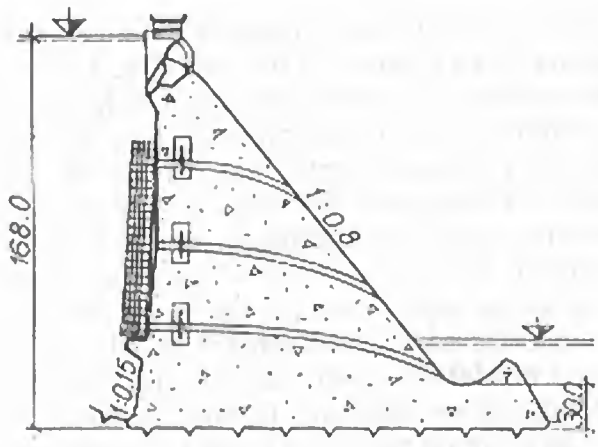


Fig. 10-35. Bazin disipator cilindric la barajul Grand Coulee.

La deversare, lama de apă este deviată violent de bazin și din masa ei se formează două mari zone de vîrtejuri, una la suprafața liberă și alta la nivelul albiei, imediat în aval. Se asigură o racordare acceptabilă, cu un volum de beton de cîteva ori mai mic în comparație cu un bazin cu radier înclinat. Adoptarea bazinului cilindric este însă limitată de trei condiții [1]:

— albia aval să fie constituită din roci rezistente; în terenuri necoezive

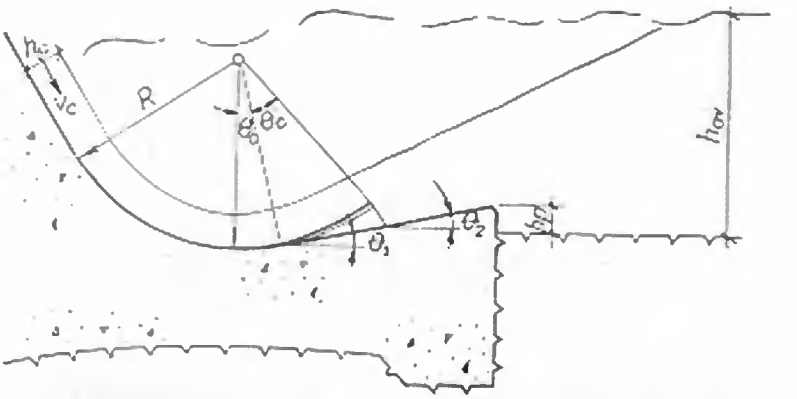


Fig. 10-36. Bazin cilindric cu radier prelungit și dinți de distribuție.

eroziunile produse de zona de vîrtejuri de fund sînt atît de mari încît periclitează stabilitatea barajului;

— adîncimile aval să fie mai mari, sau cel puțin egale, cu adîncimile conjugate corespunzătoare saltului în regim de fund ce s-ar forma pentru debitul respectiv; la adîncimi mai mici radierul bazinului lucrează ca o trambulină cu bătaie scurtă;

— evacuarea plutitorilor din amonte să nu fie necesară; vîrtejul de suprafață antrenează plutitorii spre baraj, periclitînd paramentul deversant.

Se menționează că aluviunile, care ajung în bazinul cilindric sub acțiunea vîrtejurilor de la nivelul albiei, sînt greu de evacuat, mai ales cînd adîncimile bazinului sînt de ordinul a 5...10 m. În timpul deversărilor, particulele dure, puse în mișcare de curenți cu viteze de 30...50 m/s, exercită o acțiune abrazivă ce poate distruge betonul. Spre exemplu, la barajul *Grand Coulee* (fig. 10-35), cavernele de abraziune au ajuns pînă la 50 cm după numai cîțiva ani de la intrarea în funcțiune.

Efectele defavorabile ale bazinelor cilindrice (oscilații mari de nivel, eroziuni aval, abraziunea betonului) se pot înlătura prin studii amănunțite de laborator. Soluțiile mai noi, rezultate în baza acestor studii, sînt caracterizate de unghiuri de ieșire $\theta \leq 45°$, radiere prelungite după tangentă pe o lungime mai mare și uneori și prin dinți de formă hidrodinamică, cu rol distributiv, plasați pe radierul prelungit (fig. 10-36).

Un bazin de acest tip, dar fără dinți, s-a construit la barajul de la *Porțile de Fier* (fig. 10-37). S-a păstrat în acest fel cota de fundare a bazinului egală cu aceea a barajului, soluția fiind favorizată și de calitățile bune ale rocii din amplasament.

Pentru proiectarea unui bazin cilindric trebuie determinate raza R, unghiurile θ_0, θ'_0, θ_1 și θ_2, înălțimea pragului h_p și dimensiunile dinților (fig. 10-36). Studii expe-

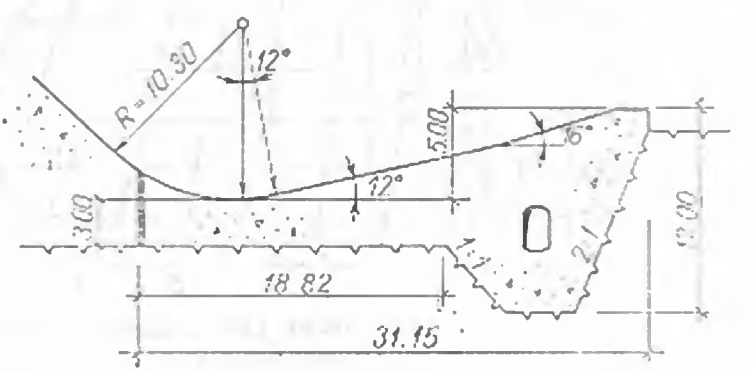


Fig. 10-37. Disipatorul barajului Porțile de Fier.

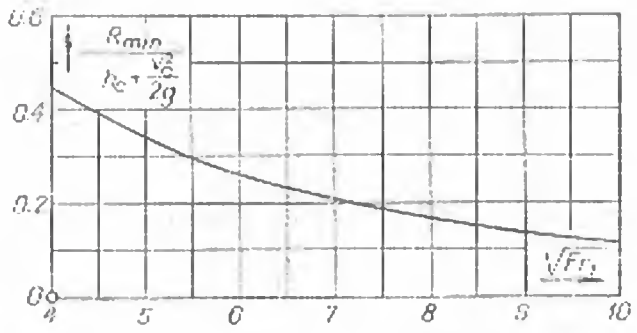


Fig. 10-38. Determinarea razei unui bazin cilindric.

rimentale numeroase [12] au condus la obținerea unor proporții geometrice orientative (pentru $v_c < 25$ m/s; $q < 20$ m³/s.m):

— raza bazinului R rezultă din relația adimensională (fig. 10-38):

$$\frac{R_{min}}{h_c + \frac{v_c^2}{2g}} = f(Fr_1); \tag{26}$$

— unghiurile caracteristice sînt:

$$\theta_c = 8°,\ \theta_c' = 45°,\ \theta_1 = 8°,\ \theta_2 = 16°; \tag{27}$$

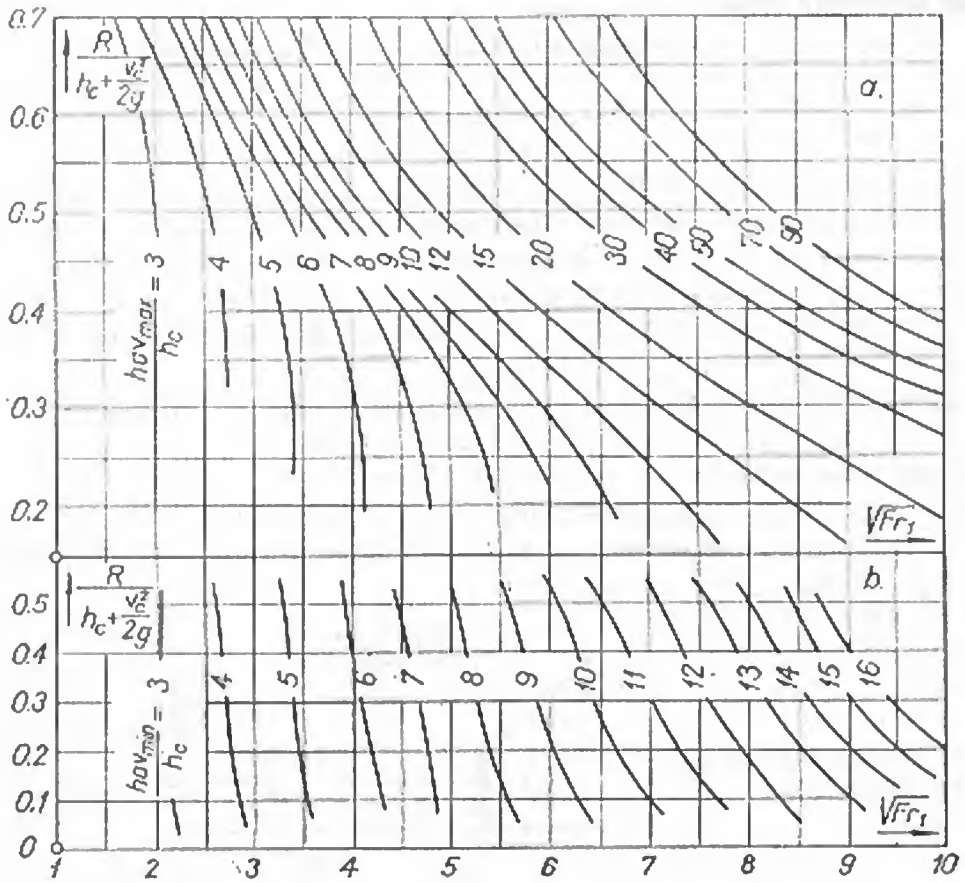


Fig. 10-39. Determinarea nivelurilor limită:
a — pentru primul nivel; *b* — pentru al doilea nivel.

— înălțimea pragului aval se alege:

$$h_p \geqslant 0{,}05\ R. \tag{28}$$

Forma și amplasarea dinților rezultă numai din încercări pe modele, în funcție de situația concretă.

Razei alese R, îi corespund două niveluri limită în aval: unul pentru situația în care bazinul funcționează ca o trambulină ($h_{av\,min}$) și altul pentru situația inecării din aval ($h_{av\,max}$). Mărimile lor se pot determina din diagramele din figura 10-39, în funcție de numărul *Froude* și de raportul $R:\left(h_c + \frac{v_c^2}{2g}\right)$ [6]. Nivelurile din aval, realizate pentru toate debitele evacuate, trebuie să fie situate în intervalul nivelurilor limită. Cînd condiția nu este îndeplinită se corectează raza.

La alegerea unei soluții cu bazin cilindric trebuie să se verifice dacă coborîrea cotelor de fundare, impusă de cota bazinului, nu implică un spor de volum de beton mai mare decît economia realizată prin reducerea lungimii construcțiilor de disipare. Radierul cilindric trebuie armat puternic, pentru a rezista la solicitările hidrodinamice importante, evidențiate de studiile pe modele.

19. Rezistențe locale pe parament

Se menționează încercările de a obține disiparea energiei chiar în limitele descărcătorului, în scopul de a se reduce volumul construcțiilor de disipare din aval. În general, se plantează pe paramentul deversant diferite proeminențe (dinți, redane) sau, mai frecvent, se execută paramentul aval sub forma unor trepte succesive. În figura 10-40 se prezintă barajul *Van Reinwelde* (Africa de Sud), prevăzut cu trepte alternante pe paramentul deversant și fără nici o construcție de consolidare aval.

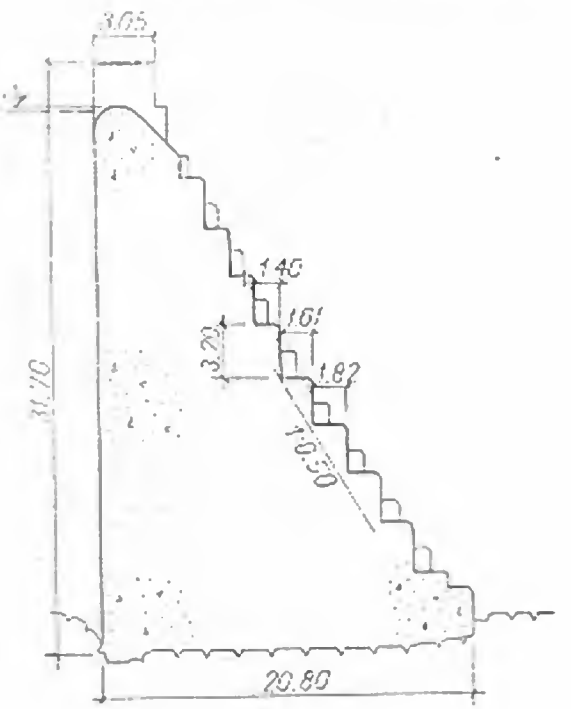


Fig. 10-40. Parament deversant cu trepte alternante la barajul Van Reinwelde.

Dezavantajul comun al acestor soluții este că proeminențele sau treptele sînt degradate în timp de șocurile produse de gheață și plutitori și de acțiunea depresiunilor locale. Solicitările exercitate de plutitori și vacuum afectează paramentul, care și așa este supus solicitărilor statice și variațiilor de temperatură.

§ 5. DISIPATORI LA BARAJELE ARCUITE

20. Trambuline aruncătoare

Soluția de descărcare cu evacuator trambulină s-a aplicat inițial la barajele arcuite prevăzute cu centrală hidroelectrică la piciorul aval, cînd, datorită albiei înguste, debitele trebuiau evacuate pe deasupra sălii mașinilor și nu lateral (fig. 10-41, *a*). Ulterior trambulina a fost adoptată frecvent și la: baraje de greutate, baraje cu contraforți, baraje arcuite obișnuite (fig. 10-41, *b*), descărcători de suprafață excavați în versanți, ieșiri din galerii sub presiune.

Trambulina aruncătoare constă dintr-o placă deversantă cu pantă mare, terminată la partea inferioară cu o consolă curbă, plasată la o cotă superioară față de bieful aval. În cazul descărcătorilor plasați pe versanți, placa este înlocuită de canalul de evacuare. Apa deversată capătă o accelerare suplimentară pe curbă și este proiectată la o distanță mare în aval. La soluțiile mai moderne traseul în plan al trambulinei are forme foarte variate, urmărind reglarea lungimii de bătaie a lamei și localizarea zonei de impact. Există variante cu îngustarea lățimii curentului, pentru mărirea lungimii de bătaie, cu evazarea trambulinei, pentru a asigura împrăștierea lamei, cu trambuline înclinate, pentru a imprima o mișcare de torsiune sau a orienta curentul, evitînd impactul în anumite zone. Elementele geometrice ale acestor soluții se stabilesc însă numai prin încercări pe modele, în funcție de condițiile locale.

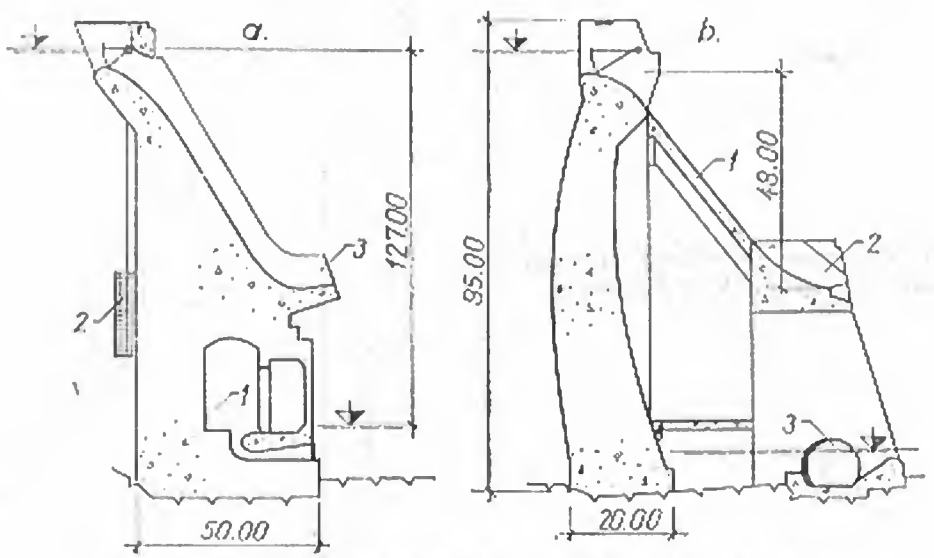


Fig. 10-41. Trambuline aruncătoare la barajele arcuite:
a — Monteynard; *1* — centrală; *2* — priză; *3* — trambulină; *b* — Picote; *1* — placă deversantă; *2* — trambulină; *3* — galerie de golire.

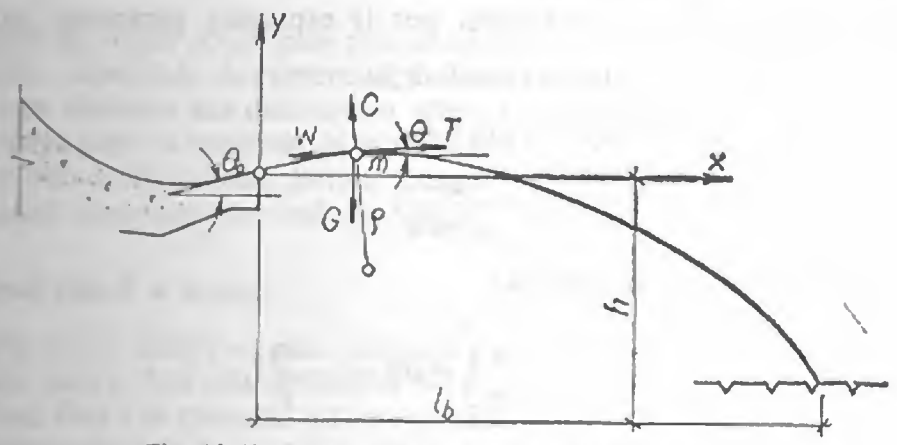


Fig. 10-42. Schema de calcul a bătăii lamei.

La dimensionare se determină zona de bătaie a lamei şi eventual adîncimea pîlniei de eroziune. Bătaia lamei se poate determina printr-un calcul simplu, pornind de la ecuaţiile de aruncare înclinată, în cîmpul gravitaţional, a unei particule de apă [2]. *I. Vladimirescu* [13] a propus o metodă de calcul mai exactă, introducînd în ecuaţiile de echilibru ale particulei o forţă de rezistenţă globală, în care dominantă apare rezistenţa aerului. În conformitate cu notaţiile din figura 10-42, forţele care acţionează asupra unei particule deversate sînt:

— greutatea proprie ..... $G = mg$;

— forţa tangenţială ..... $T = m\dfrac{dv}{dt}$;

— forţa centrifugă ..... $C = \dfrac{mv^2}{\rho}$;

— forţa de rezistenţă globală ..... $W = G\left(\dfrac{v}{v_u}\right)^2 = G\dfrac{1}{n}$.

În aceste relaţii, ρ reprezintă raza de curbură în punctul considerat, iar v_u viteza particulei în momentul $W = G$. Scriind ecuaţia de echilibru dinamic $\bar{W} + \bar{T} + \bar{G} + \bar{C} = 0$ se obţine ecuaţia diferenţială:

$$\frac{dv}{v\,d\theta} = \operatorname{tg}\theta + \frac{1}{n}\frac{1}{\cos\theta}, \tag{29}$$

ale cărei condiţii la limită sînt:

$$\begin{aligned} \theta &= \theta_0, \qquad v = v_0; \\ -\theta &= \frac{\pi}{2}, \qquad v = v_u. \end{aligned} \tag{30}$$

Prin integrare, se obţine soluţia exprimată în mărimi adimensionale:

$$\left(\frac{v}{v_u}\right)^2 = \cos^2\theta\left\{\frac{1}{\cos^2\theta_u} - \frac{1}{n}\left[\frac{\sin\theta}{\cos^2\theta} - \frac{\sin\theta_0}{\cos^2\theta_0} + \ln\frac{\operatorname{tg}\left(45 + \dfrac{\theta}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(45 + \dfrac{\theta_0}{2}\right)}\right]\right\}. \tag{31}$$

Coordonatele traectoriei particulei pot fi exprimate parametric prin:

$$\begin{aligned} dx &= v\cos\theta\, dt;\\ dy &= v\sin\theta\, dt;\\ dt &= -\frac{d\theta}{g\cos\theta}, \end{aligned} \tag{32}$$

care sub formă integrată conduc la:

$$\begin{aligned} x &= -\frac{1}{g}\int_{\theta_0}^{\theta} v^2\, d\theta = -\frac{v_0^2}{g} I_1,\\ y &= -\frac{1}{g}\int_{\theta_0}^{\theta} v^2 \operatorname{tg}\theta\, d\theta = -\frac{v_0^2}{g} I_2. \end{aligned} \tag{33}$$

Cu relațiile (31) și (33) parametrii mișcării sînt bine definiți. Pentru ușurința calculului, în figura 10-43, *a* se indică variația coordonatelor relative ale traectoriei.

Valoarea rezistenței globale, exprimată prin n, s-a determinat prin corelarea datelor furnizate de măsurători și experiențe cu rezultatele obținute prin calcul. Legătura dintre n și viteza de aruncare v_0 este prezentată în figura 10-43, *b*.

În cazul trambulinelor este importantă evaluarea energiei disipate pe traseul de descărcare, care afectează lungimea de bătaie. Se pot utiliza indicațiile date,

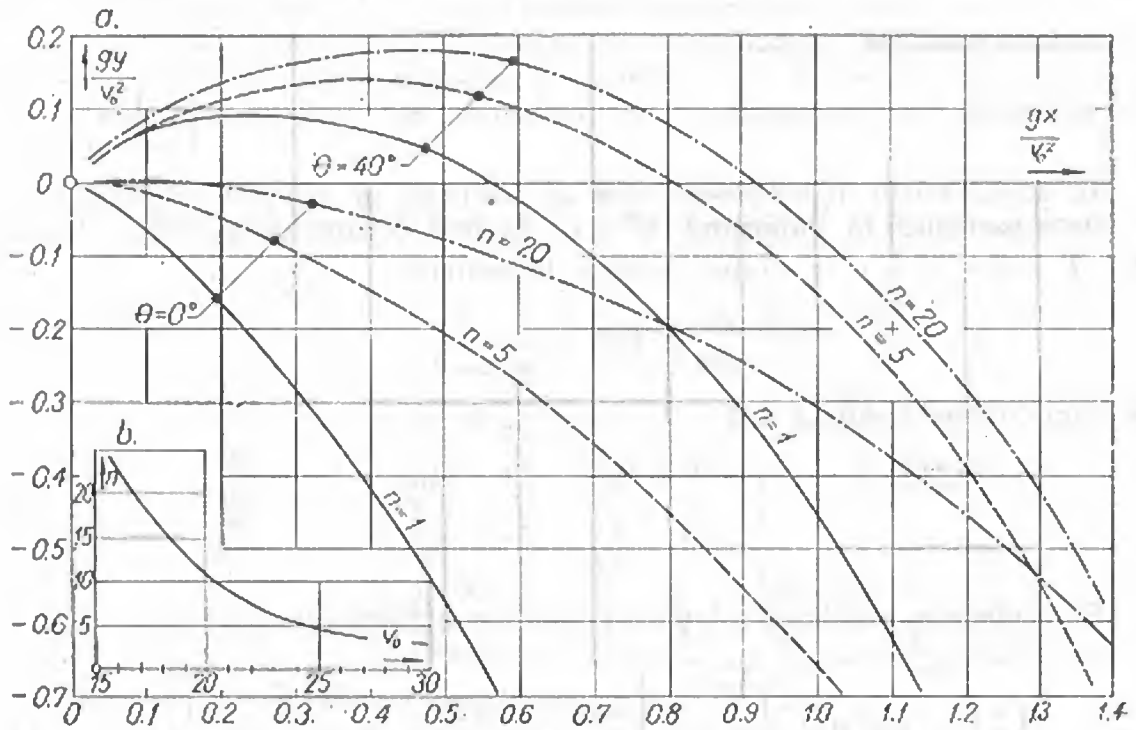


Fig. 10-43. Determinarea bătăii lamei deversante:
a — coordonate relative; *b* — coeficientul de rezistență globală.

sau diagrama din figura 10-28. Este recomandabil ca energia disipată să fie minimă și, ca urmare, suprafețele de curgere să fie realizate cît mai netede.

Prognoza afuierilor sau dizlocărilor albiei în zona de impact ar fi foarte utilă, deoarece, după cum s-a constatat la multe lucrări, odată amorsate asemenea dislocări se pot extinde foarte mult. Soluții pentru această problemă nu există încă [1]. Pentru lucrări importante sînt indicate studii de laborator.

21. Căderea liberă a lamei

Cînd în aval de baraj roca este rezistentă și se află aproape de suprafață, descărcarea apelor mari se face prin deschideri deversante frontale, sub formă de lamă cu cădere liberă, fără a se prevedea măsuri speciale de disipare.

Asemenea soluții de descărcare s-au adoptat la majoritatea barajelor arcuite din România: *Vidraru* ($Q = 260$ m³/s); *Negovanu* ($Q = 280$ m³/s); *Teliuc* ($Q = 200$ m³/s) etc. Definitivarea dimensiunilor și a formei geometrice a deversoarelor s-a făcut pe baza unor încercări sistematice pe modele hidraulice [14], care au urmărit în special forma crestelor deversante, bătaia lamelor de apă în aval, eroziunile din albie și acțiunile dinamice asupra barajelor. De remarcat este modelarea albiilor stîncoase, realizată prin cuburi de beton cu latura de 2...5 cm. Pulsațiile de presiune de pe radiere (de tipul celui de la Negovanu) s-au măsurat prin traductori tensometrici. Rezultatele principale ale acestor încercări au arătat că:

— eroziunile în patul stîncos nu sînt regresive;

— pentru a se realiza o disipare mai eficientă a energiei apelor deversante este indicat să se decaleze bătăile lamelor din cîmpurile deversante;

— pulsațiile de presiune se amortizează repede în lungul radierului; în cazul terenurilor stîncoase nu există pericolul distrugerii prin vibrații a plăcilor de beton armat din aval.

Cînd impactul lamei se găsește în apropiere de piciorul aval al barajului, eventuala acțiune regresivă a eroziunilor ce se produc poate pune în pericol stabilitatea lucrării. În astfel de cazuri se realizează un radier masiv de beton, imediat în aval de

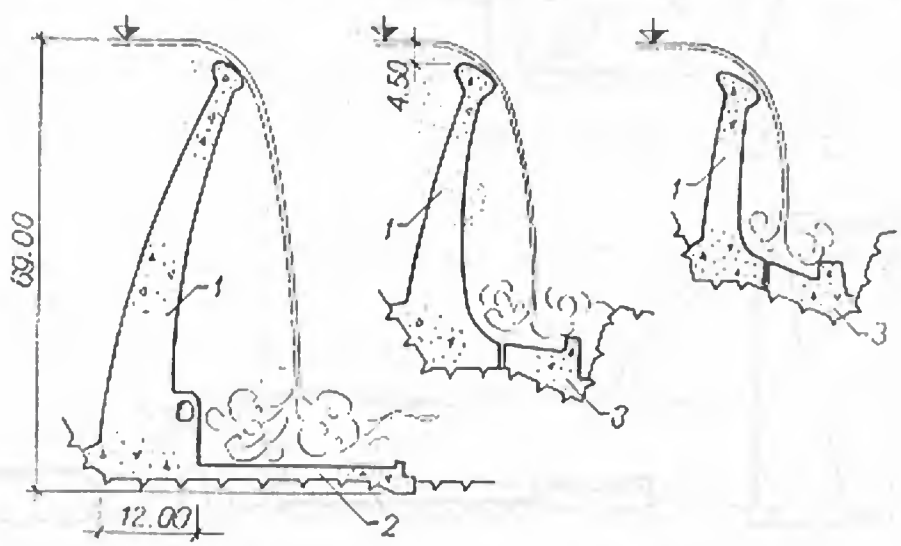


Fig. 10-44. Secțiuni prin zona deversantă a barajului Couesque:
1 — baraj; *2* — radier disipator; *3* — soclu aval.

baraj. În figura 10-44 se prezintă soluția cu radier aval realizată la barajul *Coucsque*. Debitele deosebit de mari au impus deversarea peste toată lungimea coronamentului și în consecință a apărut necesară protejarea atît a albiei cît și a versanților.

22. Saltea de apă în aval

Dacă roca de bază poate fi ușor erodată, este necesar să se prevadă un bazin de liniștire, creat cu ajutorul unui prag în aval (fig. 10-45 și 10-46). Disiparea energiei se realizează prin impactul lamei deversate în masa de apă din bieful aval. La barajul *Vouglans* (fig. 10-45) evacuarea debitelor de viitură, ce ating 2 000 m³/s, direct peste patul aluvionar al albiei ar fi produs în cîteva ore o groapă de eroziune periculoasă. S-a procedat la construcția unei incinte în terasa aluvionară, închisă în aval de

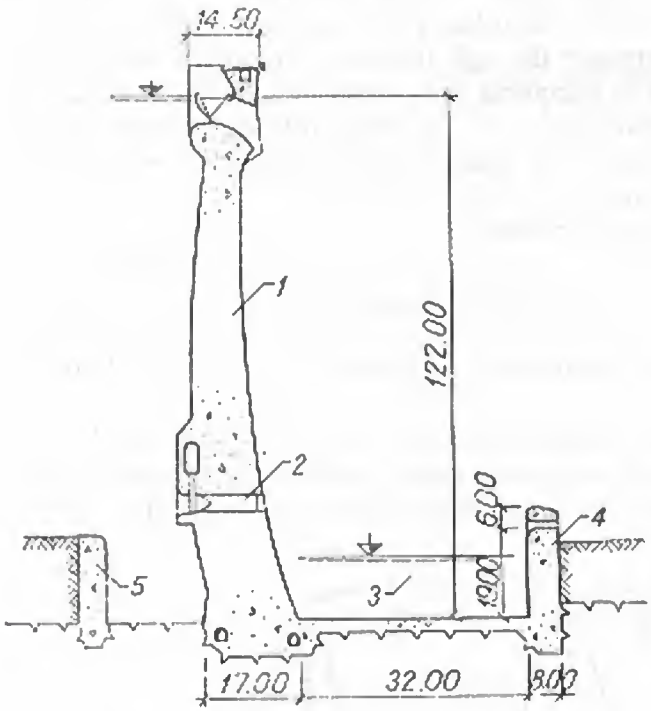


Fig. 10-45. Barajul Vouglans:
1 — plot deversant; *2* — golire de fund; *3* — bazin de amortizare; *4* — batardou aval; *5* — batardou amonte.

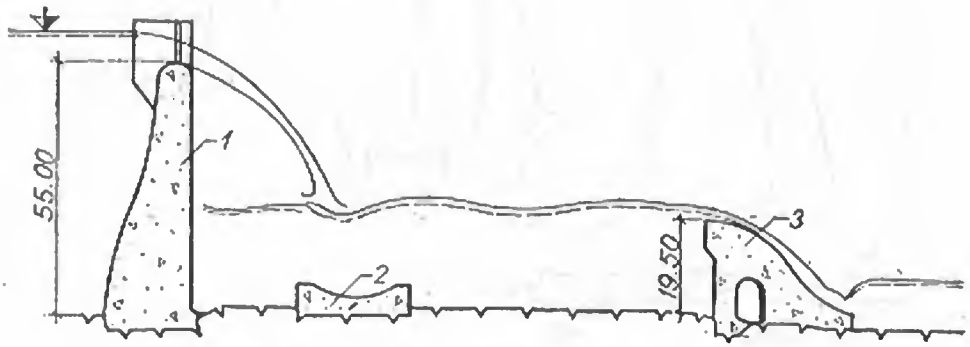


Fig. 10-46. Bazin de armotizare la barajul Calderwood:
1 — baraj; *2* — saltea circulară; *3* — prag deversant.

un perete masiv de beton care, în timpul execuției, a servit drept batardou aval. Bazinul de amortizare, de 19 m adîncime, preia aproape în întregime șocul lamei deversante.

La barajul *Calderwood* bazinul de amortizare s-a realizat prin construcția unui prag deversant cu profil practic, dincolo de acesta racordarea făcîndu-se prin salt înecat în regim de fund (fig. 10-46). Ca o măsură suplimentară, în zona de impact a lamei s-a betonat o saltea cu suprafața circulară, al cărei rol este să primească șocul lamei deversante și să dirijeze firele de curent spre partea superioară.

Adîncimea necesară în bieful aval, în punctul unde cade lama de apă, se poate determina aproximativ cu formula propusă de *M. Vîzgo* [3]:

$$h_{av} = Ak \sqrt[4]{q} \sqrt[4]{H_0}, \tag{34}$$

unde:

$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$ — înălțimea de cădere, ținînd seama și de viteza de acces;

q — debitul specific;

$k = 1{,}34 + 2 \sin \alpha$ — coeficient care depinde de unghiul de înclinare a lamei față de orizontală în punctul în care atinge nivelul aval;

A — coeficient de aerare a lamei, funcție de viteza v și înălțimea h a lamei pe deversor, ale cărui valori sînt date în tabelul 10-2.

TABELUL 10-2

v (m/s)	5	10	15	20	25
$h = 0{,}5$ m	0,88	0,71	0,66	0,63	0,62
$h = 0{,}8$ m	1,00	0,90	0,70	0,66	0,64

Formula are numai un caracter orientativ, deoarece nu ține seama de răspîndirea în spațiu a curentului în bieful aval.

§ 6. DISIPATORI LA STĂVILARE

23. Dispozitive de împrăștiere a curentului deversat

La fronturile deversante cu mai multe deschideri se constată că, atunci cînd apa este evacuată numai prin o parte din acestea, se produce o creștere a vitezelor și a debitelor specifice și o încetinire a împrăștierii curentului și disipării energiei. Curentul descărcat este împins adeseori spre unul din maluri (curgere deviată) [15], ceea ce duce la eroziunea malului și la spălarea fundațiilor aferente (fig. 10-47, *a*).

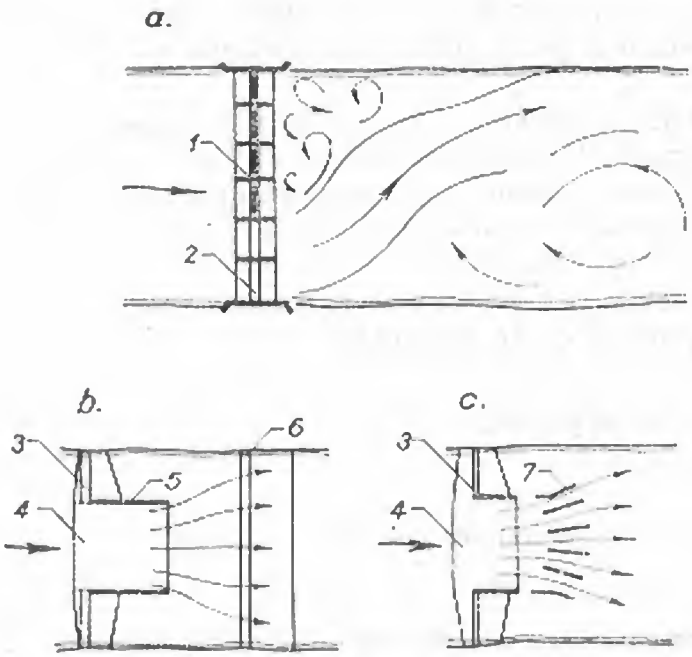


Fig. 10-47. Dispozitive de împrăștiere a curentului: *a* — curgere deviată; *b* — ziduri de ghidaj; *c* — redane alungite; *1* — front de retenție; *2* — zonă de descărcare; *3* — culee; *4* — front deversant; *5* — ziduri de ghidaj; *6* — prag terminal; *7* — redane.

Măsurile de combatere a acestor fenomene constau în:

— organizarea unei descărcări uniforme a apei în frontul deversant, prin deschiderea uniformă a stavilelor;

— despărțirea zonei deversante de deschiderile cu funcționare periodică (de spălare), sau de zonele nedeversante, prin ziduri de ghidaj (fig. 10-47, *b*), pe o lungime de (20...30) h_{cr} (h_{cr} fiind adîncimea critică în bieful aval);

— prevederea unor dispozitive de împrăștiere a curentului, sub formă de praguri (fig. 10-47, *b*), redane alungite (fig. 10-47, *c*) sau ziduri terminale.

Cînd funcționează numai o parte din deschiderile deversante, pragurile și redanele obligă curentul deversant să se împrăștie pe o lățime mare a radierului, micșorînd energia sa cinetică și prevenind formarea curgerilor deviate, periculoase. La deschiderea tuturor stavilelor aceste dispozitive lucrează la fel ca la disipatorii de energie clasici.

24. Disiparea energiei în apropierea malurilor

Trecerea din secțiunea barată la secțiunea naturală din aval se asigură cu ajutorul zidurilor de gardă. Dacă zidurile sînt profilate hidrodinamic se produce o concentrare a curentului în lungul lor, care duce la eroziuni și spălări în zona de contact cu radierul. Pentru a evita acest fenomen se înlocuiește curgerea concentrată de lîngă pereți cu o curgere turbionară cu ax vertical. În acest caz eroziunile care se produc sînt reduse și se pot evita prin realizarea unei rizberme obișnuite.

Practic, curgerea turbionară în zona zidurilor de gardă se realizează în două moduri:

— prin prevederea unor viraje în deschiderile laterale ale barajului, care dirijează curentul către centrul albiei (fig. 10-48, *a*);

— prin mărirea bruscă a secțiunii, prin retragerea laterală a zidurilor de gardă (fig. 10-48, *b*).

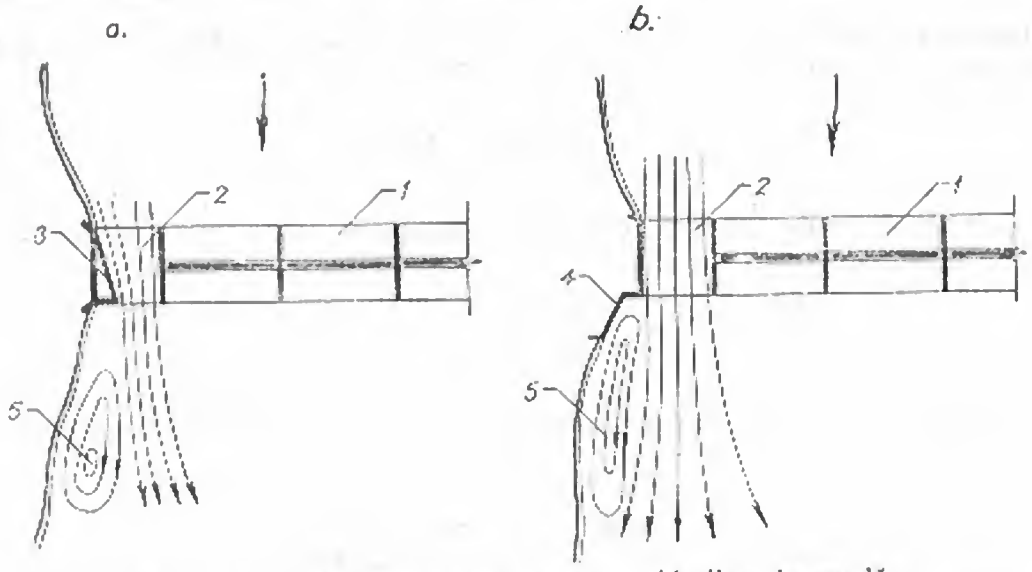


Fig. 10-48. Curenți turbionari în zona zidurilor de gardă:
a — deschidere laterală cu viraj; *b* — retragerea culeii în aval de deschidere; *1* — stăvilar; *2* — deschidere de spălare; *3* — viraj; *4* — retragere laterală; *5* — vîrtej cu ax vertical.

La adoptarea uneia sau alteia dintre soluții trebuie să se țină seama că la realizarea virajului, în deschiderea marginală se poate micșora capacitatea de evacuare a debitului. Cînd deschiderile laterale sînt deschideri de spălare trebuie asigurate condițiile de evacuare a debitului solid.

25. Disiparea în condiții tridimensionale

Considerațiile anterioare asupra calculelor de disipare a energiei prin salt în regim de fund presupun o curgere uniformă a debitului pe frontul de evacuare. În realitate, în cazul stăvilarelor, funcționarea numai a unora din cîmpuri creează probleme de disipare cu caracter spațial, foarte complex.

Elementul caracteristic saltului tridimensional este formarea zonelor de vîrtejuri laterale. Suprafața de separație dintre aceste zone și curent este o sursă suplimentară de macroturbulență. Pentru aceleași caracteristici ale curgerii (cădere, debit specific), energia disipată prin salt este mai mare și adîncimea conjugată mai mică decît în condiții plane.

Pornind de la ecuațiile mișcării în condiții spațiale, *T. Unny* ajunge la următoarea relație între adîncimile conjugate [1]:

$$\frac{h'_c}{h_c} = \frac{1}{2}\left(1 + K\frac{h_c}{b}Fr_1\right)\left[\sqrt{1 + \frac{8Fr_1}{1 + K\frac{h_c}{b}Fr_1}} - 1\right], \qquad (35)$$

în care:

h_c — adîncimea în secțiunea contractată;

Fr_1 — numărul Froude din secțiunea contractată;

b — lățimea frontului de evacuare;

K — coeficient dependent de raportul dintre lățimea frontului de evacuare b și lățimea albiei în aval B; pentru $b = B$; $K = 0$, iar pentru $b = 0{,}5B$; $K = 2{,}2$.

Pentru calcule orientative, în cazul unor albii foarte largi ($B > 6\ b$), se poate folosi relația simplificată:

$$\frac{h_c'}{h_c} = \sqrt{0{,}33(1 - 2Fr_1)}. \tag{36}$$

O altă metodă de calcul a adîncimii conjugate aparține lui *D. Kumin* [3], care propune următoarea ecuație:

$$A^2 \frac{h_{cr}}{h_c} + \frac{h_c^2}{2h_{cr}^2} = A^2 \frac{h_{cr}}{h_c'} + \frac{h_c'^2}{2h_{cr}^2}, \tag{37}$$

în care h_{cr} este adîncimea critică din bieful aval, iar A un coeficient dependent de raportul b/B:

$$A = \frac{b}{B} \qquad \text{pentru} \qquad \frac{b}{B} > \frac{1}{1 - 1{,}5\dfrac{h_{cr}}{b}};$$

$$A = \frac{1}{1 - 1{,}5\dfrac{h_{cr}}{b}} \qquad \text{pentru} \qquad \frac{b}{B} < \frac{1}{1 + 1{,}5\dfrac{h_{cr}}{b}}.$$

Pentru lungimea saltului, admițînd că unghiul maxim de evazare este de 9°, se propune relația:

$$l_s = 6\ (h_c' - h_c), \tag{38}$$

în care h_c' este adîncimea conjugată în condiții tridimensionale.

Relațiile (35), (37) și (38) au un caracter destul de aproximativ. Fenomenul de împrăștiere a curentului în bieful aval nu este încă stăpînit, depinzînd de o serie de alte elemente ale curgerii (viteză, pantă, unghi de evazare etc.).

26. Stabilirea debitului de calcul și a schemei de manevră a stavilelor

La analiza condițiilor de disipare a energiei se ia ca bază o anumită schemă de manevră a stavilelor la deversoare și la goliri. Alegerea debitelor specifice trebuie să se facă în concordanță cu regimul de funcționare. Se caută acel debit care creează condiția cea mai defavorabilă de racordare a biefurilor, respectiv care impune dimensiunile maxime ale construcțiilor de disipare.

Schemele de manevră ale stavilelor sînt diferite. În cazul căderilor mijlocii, la începutul perioadei de ape mari se ridică treptat toate stavilele descărcătorului, în mai multe etape, după care stavilele se ridică complet. Dacă numărul deschiderilor este mare, stavilele se ridică complet începînd cu cea centrală și continuînd din două în două, revenind apoi cu deschiderea celorlalte, tot de la centru înspre maluri.

Verificarea conjugării biefurilor se face folosind cheia debitelor din bieful aval $h(Q)$, ținînd seama și de o eventuală coborîre a fundului albiei în exploatare. Pentru

fiecare debit descărcat la o anumită deschidere a stavilelor, se ia din curba debitelor adîncimea din bieful aval şi se verifică dacă în aval de deschiderile care funcţionează apare saltul înecat în regim de fund. De obicei, cazul cel mai defavorabil apare cînd se ridică (coboară) complet una sau două stavile, iar restul deschiderilor sînt închise sau libere pe circa un sfert sau jumătate din înălţime.

§ 7. DISIPATORI LA CONDUCTE ŞI GALERII

27. Probleme specifice

Toate acumulările sînt prevăzute cu descărcători de fund, pentru a fi posibilă golirea controlată a lacului. Adeseori evacuarea apelor mari se realizează prin descărcători terminaţi cu conducte sau galerii. În secţiunea de ieşire a acestora, energia cinetică excedentară este deosebit de mare, în special din cauza debitelor specifice foarte mari. În cazul descărcătorilor de ape mari combinaţia debite maxime — cădere maximă conduce la puteri de disipat deosebite. Se pot cita galeriile de evacuare de la *Paltinul* ($q = 120$ m^3/s.m; $H = 105$ m), *Valea de Peşti* ($q = 100$m^3/s.m; $H = 75$ m) şi altele.

Soluţiile de disipare recomandabile în astfel de situaţii sînt cele bazate pe devierea curentului în bieful aval. Uneori asemenea soluţii nu pot fi aplicate, fie din considerente geologice (pericol de alunecare a versanţilor), fie din considerente topografice (vale îngustă, debuşare normală pe axa văii), fie din considerente constructive (dispunerea celorlalte obiecte). Se adoptă atunci bazine disipatoare sau se concep scheme bazate pe utilizarea cioocnirii curenţilor.

Un efect favorabil din punctul de vedere al disipării se realizează prin amplasarea vanelor la extremitatea aval. Se realizează o disipare parţială a energiei şi se poate asigura chiar orientarea curentului. Cînd se utilizează vane de tip conic, cu autodisipare, jetul este puternic difuzat şi nu mai este necesară nici o altă măsură constructivă.

28. Devierea curentului în bieful aval

Dispoziţiile constructive urmăresc nu atît disiparea energiei cinetice excendentare, cît utilizarea ei pentru a îndepărta zona de impact a curentului în bieful aval. Devierea curentului în aval se poate admite atunci cînd albia este suficient de lată, cînd patul este stîncos şi format din roci dure şi cînd celelalte construcţii sînt situate suficient de departe.

Întrucît în majoritatea cazurilor se impune orientarea debitelor descărcate într-o anumită direcţie, imediat în aval de secţiunea de debuşare se realizează o aruncătoare cu bătaie lungă, prevăzută cu deflectori (fig. 10-49). Deflectorii de tip conic (fig. 10-49, *a*), împart curentul în vine separate, asigurînd şi o împrăştiere forţată a lamei. Cînd se urmăreşte o evazare mai puternică a curentului, pentru reducerea debitului specific, se introduce un sector de tranziţie între secţiunea curentă

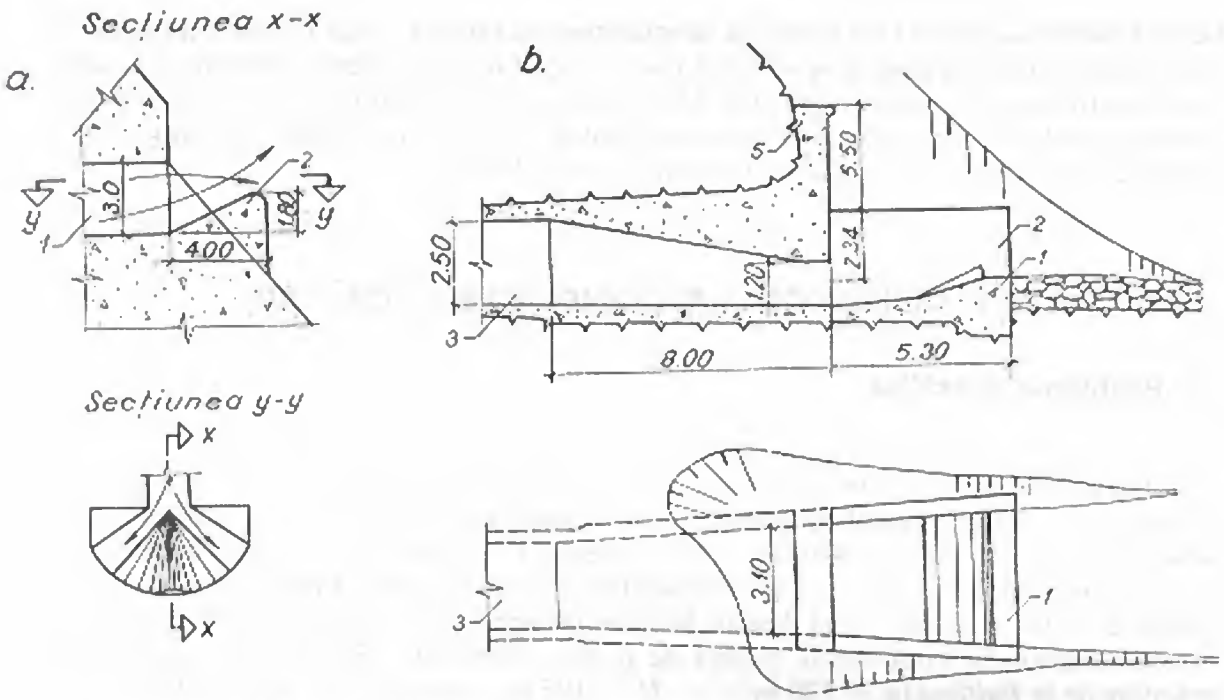


Fig. 10-49. Aruncătoare cu deflectori la ieșirea din galerie:
a — cu deflector conic; *1* — golire; *2* — deflector; *b* — cu contrapantă și zonă de racord; *1* — prag aval; *2* — zid de gardă; *3* — galerie de golire.

a galeriei și aruncătoare. La debușare galeria ajunge la o secțiune elipsoidală, cu 10...20% mai redusă decît cea curentă, după care se intră pe porțiunea de contrapantă a aruncătoarei. În figura 10-49, *b* se prezintă danaida și aruncătoarea galeriei de golire a barajului *Negovanu*.

O schemă constructivă mai simplă, fără zonă de tranziție dar cu un efect asemănător, constă în modificarea secțiunii circulare chiar pe aruncătoare (fig. 10-50).

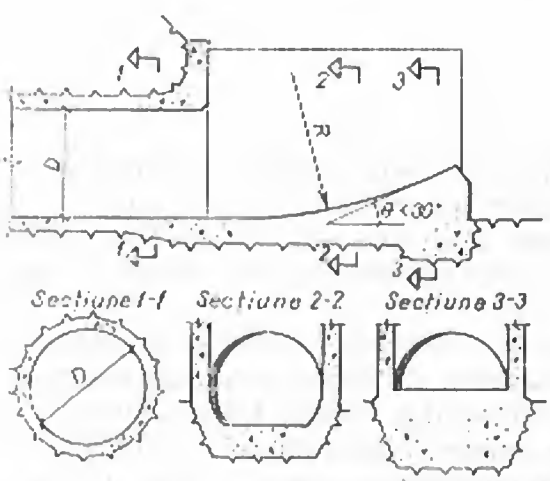


Fig. 10-50. Aruncătoare cu zonă de racord.

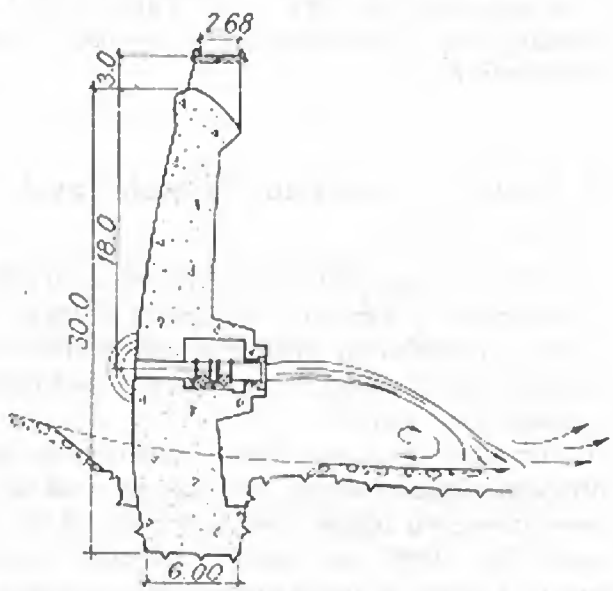


Fig. 10-51. Golirea de fund a barajului Cumpănița.

Orientarea curgerii se face suficient de lin, iar simultan are loc și accelerarea curentului. Rezultă în acest fel o construcție mai compactă.

Pentru trasare se recomandă [1] o rază de curbură a pragului de accelerare $R \geqslant 4D$, iar unghiul față de orizontală al capătului pragului $\theta \leqslant 30°$. Lungimea de bătaie a lamei se determină cu aceleași relații ca în cazul trambulinelor.

În cazul golirilor de fund practicate în corpul barajului, se poate adopta de asemenea descărcarea sub formă de vînă cu cădere liberă, renunțînd la alte construcții de disipare (fig. 10-51). Trebuie însă asigurată o bătaie suficient de mare a jetului, iar în aval roca de bază trebuie să fie rezistentă și aproape de suprafață.

29. Bazine de disipare

Cînd la piciorul aval al barajului există bazin disipator pentru descărcătorul de suprafață, apare rațională utilizarea acestuia și pentru conductele de golire. Debușarea golirilor se amenajează la paramentul deversant sau chiar direct în bazin. Trecerea de la secțiunea circulară a conductei la cea dreptunghiulară sau elipsoidală a fantei de ieșire trebuie făcută cu variație lentă de secțiune, pentru a se evita solicitările dinamice. Suprafețele udate se blindează cu tolă de 10...20 mm grosime, legată intim cu betonul. În figura 10-52 se prezintă bazinul disipator al barajului *Izvorul Muntelui — Bicaz*, în care debușează și cele patru goliri de fund cu diametrul de 2,50 m fiecare. Racordul cu paramentul deversant este foarte lin, asigurînd dirijarea curentului către bazin.

Bazinele de disipare de la capătul aval al galeriilor au ca element specific o zonă intermediară, între secțiunea de ieșire și bazinul propriu-zis (fig. 10-53). Pe această porțiune se realizează etalarea lamei și racordul în plan vertical între cota inferioară a secțiunii de ieșire și cota radierului bazinului.

Dacă nu se iau nici un fel de măsuri constructive, conturul acestei zone trebuie să urmărească intradosul lamei din ipoteza căderii libere. Lungimea tronsonului intermediar rezultă însă foarte mare, volumul de beton din radier și din zidurile

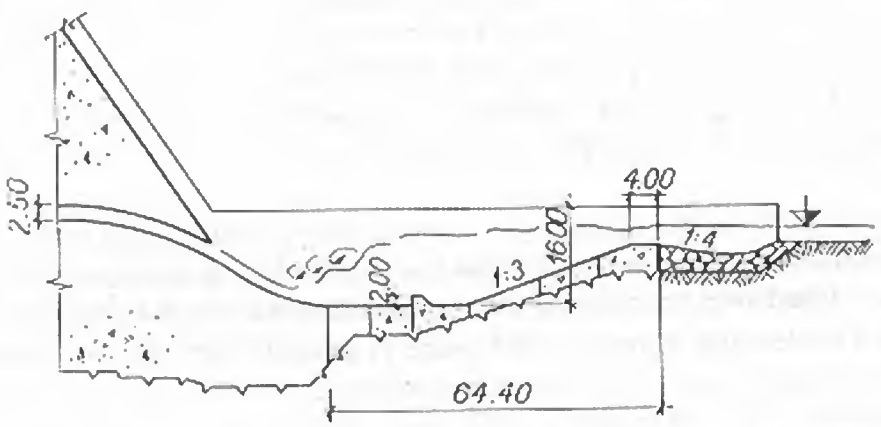


Fig. 10-52. Disipatorul de energie de la barajul Izvorul Muntelui.

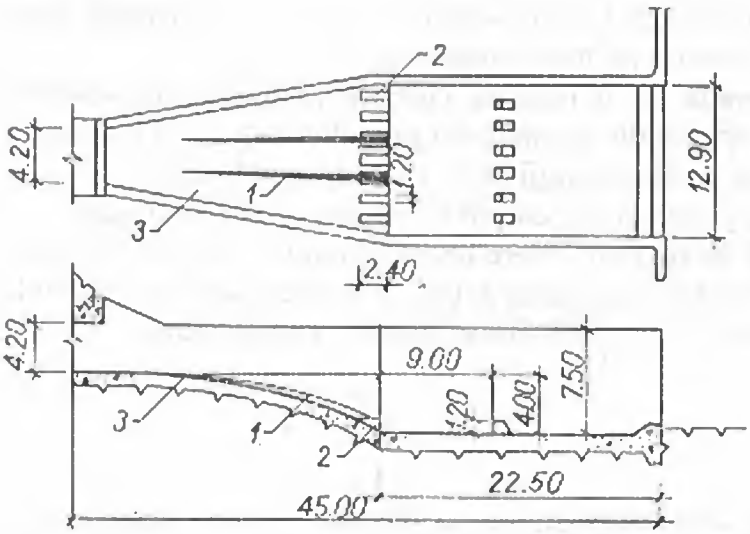


Fig. 10-53. Bazin disipator la ieșirea galeriei de evacuare de la barajul Heart Butte:
1 — perete de dirijare; *2* — redană; *3* — radier de racord.

laterale crescînd corespunzător. În practica curentă, în zona de racord se prevăd redane sau pereți de dirijare, meniți să reducă această lungime. În exemplul din figura 10-53, pe radierul racordului s-au prevăzut pereți de divizare a lamei și redane la legătura cu bazinul, ceea ce a permis o coborîre mai bruscă și mărirea unghiului de divergență.

Dispoziția zonei intermediare odată stabilită, bazinul disipator se poate calcula cu relațiile cunoscute. Detaliile constructive sînt identice cu cele de la bazinul clasic. Atunci cînd intervin particularitățile locale, soluția trebuie verificată prin încercări pe modele.

6. Ciocnirea curenților

Pentru disiparea energiei se poate utiliza ciocnirea reciprocă a doi curenți, sau impactul curentului pe un corp rigid (timpan, radier, grinzi).

Ciocnirea între curenți se realizează la barajele prevăzute cu deversori și goliri de fund, care funcționează simultan. Asemenea soluții se întîlnesc curent în cazul stăvilarelor, dar pot apare și la barajele de înălțimi mijlocii și mari. La barajul *Rojnov* din Polonia (fig. 10-54), golirea și descărcătorul de suprafață debușează în aceeași secțiune, lamele de apă căzînd după ciocnire în salteaua de apă din bazinul aval.

Dimensiunile bazinului disipator se reduc proporțional cu cota parte din energia disipată prin ciocnire. De obicei se utilizează aceleași relații de dimensionare ca pentru bazinul clasic, luînd însă în calcul o adîncime contractată mai redusă [1].

Energia excedentară a unui curent poate fi disipată mai eficient prin impactul acestuia pe un timpan rigid masiv. Soluția este recomandabilă pentru ieșirea din conducte sub presiune, cînd în aval nivelurile sînt reduse și nu pot asigura înecarea saltului. Timpanul are o formă de cornier, preluînd o parte din energia excedentară

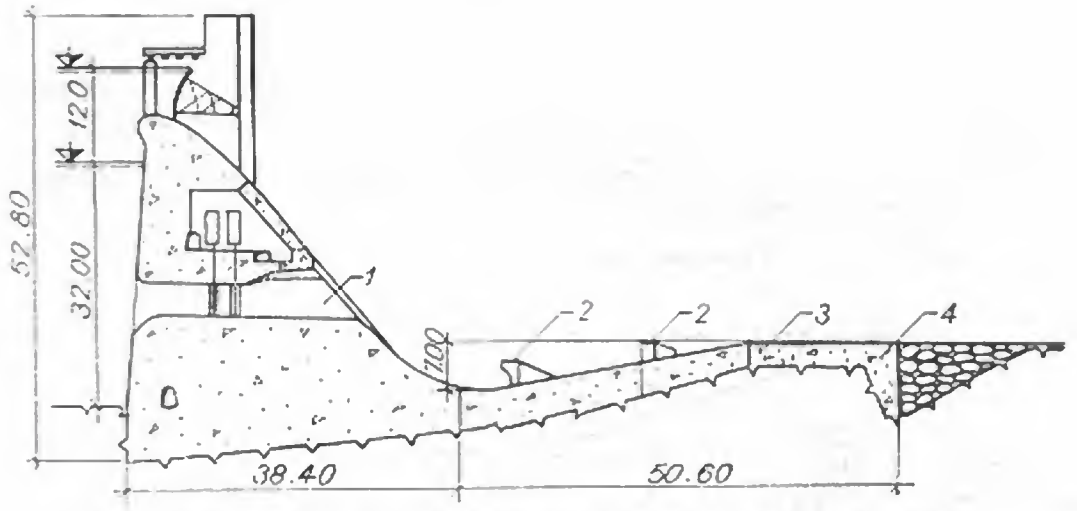


Fig. 10-54. Soluția de descărcare de la barajul Rojnov (Polonia):
1 — golire; *2* — rebane; *3* — radier; *4* — pinten de capăt.

și asigurînd înecarea zonei de ieșire din conductă (fig. 10-55 și 10-56). Lîngă pereții laterali se prevăd spații libere, pentru uniformizarea debitului specific. La partea inferioară se realizează un bazin de proporții reduse, continuat de obicei cu o protecție din blocuri de piatră spartă. La noi în țară s-a aplicat o asemenea soluție de disipare la evacuatorul barajului *Vicleanul Mare*, din sistemul hidrotehnic Baia Mare (fig. 10-55).

Stabilirea elementelor geometrice se poate face pe baza rezultatelor studiilor de laborator. În figura 10-56 sînt indicate notațiile principalelor dimensiuni și este dată diagrama de determinare a acestora în funcție de debit și de diametrul conductei. Recomandările sînt valabile în domeniul $Q \leqslant 10$ m^3/s; $D \leqslant 1{,}8$ m; $v \leqslant 10$ m/s.

Uneori în locul timpanului rigid se folosește un sistem de grinzi de interceptare a curentului. Grinzile au secțiunea trapezoidală și sînt așezate orizontal, perpendicular pe direcția curentului (fig. 10-57). Cu notațiile din figură, elementele geometrice sînt [3]:

$$\begin{aligned} a &= (0{,}06 \ldots 0{,}125)\, H; \\ c &= (0{,}1 \ldots 0{,}2)\, h_c; \\ l &= (3 \ldots 5)\, c, \end{aligned} \tag{39}$$

unde H este căderea, iar h_c adîncimea în secțiunea contractată. Grinzile se execută din lemn sau din beton armat. Rezemarea lor se face pe zidurile de gardă, sau pe reazeme speciale ancorate în radier.

În afară de aceste sisteme, s-au imaginat și realizat o mare diversitate de construcții de disipare bazate pe ciocnirea curenților. În figura 10-58 se prezintă o astfel de construcție, la care vîna de apă debușează pe verticală, ascensional, se izbește de un perete circular centric și apoi se împrăștie într-o serie de vîrtejuri cu ax orizontal în bazinul de liniștire.

Pentru toate sistemele de disipare speciale este obligatorie verificarea pe modele, pentru a evidenția fenomenele și a stabili proporțiile elementelor constructive.

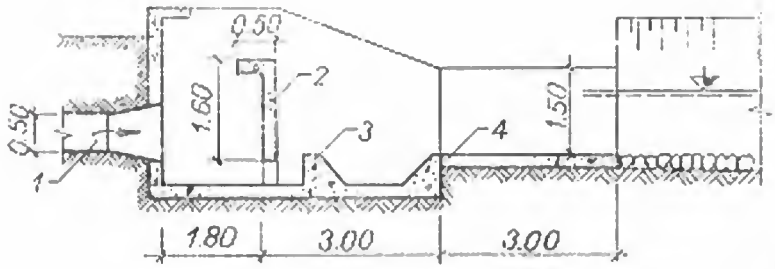
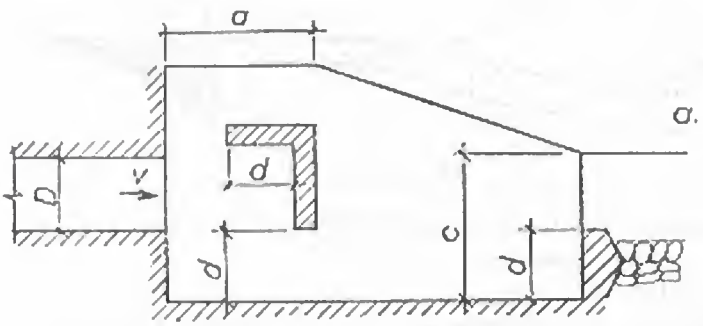


Fig. 10-55. Disipator cu timpan la evacuatorul Vicleanul Mare:
1 — golire; *2* — timpan; *3* — dinți; *4* — radier.



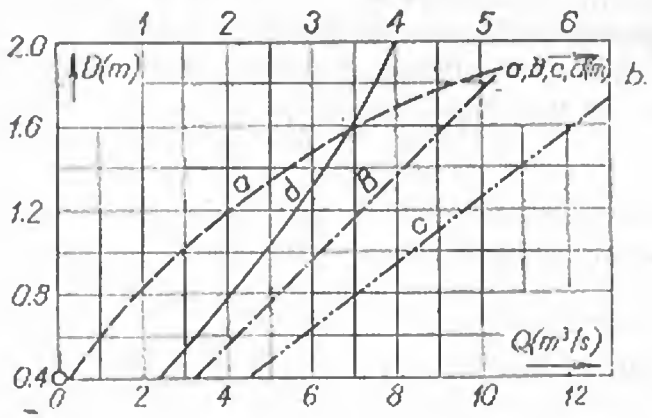


Fig. 10-56. Determinarea elementelor timpanului:
a — schemă și notații; *b* — diagramă de calcul (*B* — lățimea disipatorului).

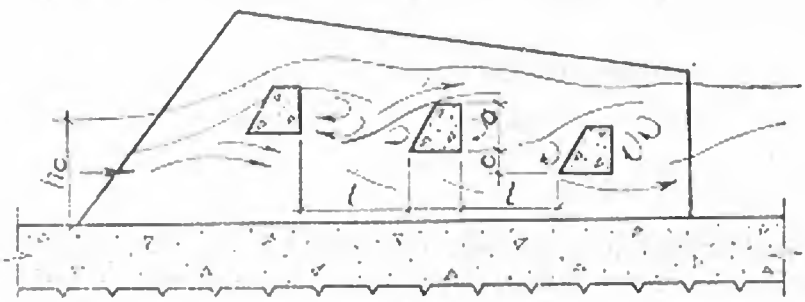


Fig. 10-57. Grinzi de interceptare a curentului.

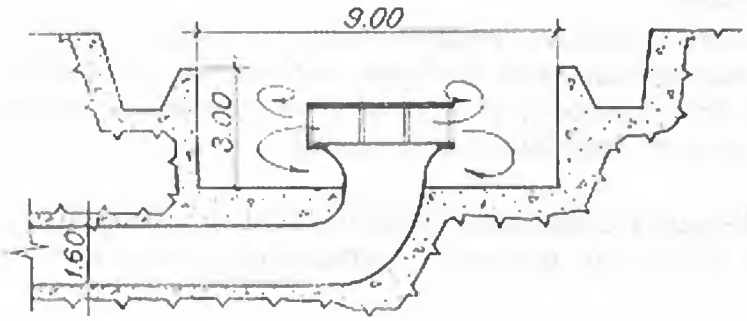


Fig. 10-58. Disipare prin impactul jetului ascensional.

§ 8. RIZBERME

31. Generalități

Energia reziduală a curentului la capătul aval al construcției de disipare este încă mare, curgerea are un caracter macroturbulent, iar debitele specifice sînt de cîteva ori mai mari decît cele din regim natural. Din aceste cauze, în zona aval apar oscilații mari de nivel și se pot produce eroziuni, afuieri și degradări ale albiei. Lungirea construcțiilor de disipare propriu-zise nu îmbunătățește eficiența disipatorului, aducînd numai o scumpire a amenajării. Soluția corectă constă în realizarea unei protecții ușoare și elastice a patului în aval de disipator, denumită rizbermă.

Rolul funcțional al rizbermei este să protejeze albia în zona de tranziție și să asigure disiparea prin frecare a suplimentului de energie a curentului, astfel încît la capătul acesteia viteza apei să ajungă la valori admisibile pentru albia respectivă.

Întrucît afuierile și eroziunile regresive modifică forma patului albiei, rizberma trebuie să poată prelua uneori deformații importante. Construcția ei trebuie deci să fie elastică și rezistentă. În același timp, rizberma trebuie să fie și permeabilă, pentru a permite ieșirea în aval a apelor infiltrate din bieful amonte, pe sub fundația barajului și a disipatorului de energie.

Este de menționat și tendința de renunțare la construcția rizbermelor, des întîlnită la unele amenajări hidrotehnice. Se acceptă apariția eroziunilor și se previne caracterul lor regresiv prin construirea în aval de disipator a unor pinteni de beton, fundați la adîncimi suficient de mari. Pintenii au o construcție masivă și se extind și în versanți. Soluția cu pinten este recomandabilă cînd roca de bază se găsește aproape de suprafață și este suficient de rezistentă.

32. Rizberme din anrocamente

Anrocamentele reprezintă tipul de consolidare aval cel mai răspîndit la barajele de cădere mică, atunci cînd piatra de dimensiuni mari constituie un material local. Rîndurile superioare se execută din piatră mare de cel puțin 30 cm, iar cele inferioare din piatră nesortată. Viteza admisibilă pe patul de anrocamente este de circa 3,5... 4,0 m/s [3].

Uneori anrocamentele se folosesc în combinație cu piloți bătuți în șah, la 1...2 m distanță, avînd diametrul de 15...25 cm. Pe terenuri nisipoase, pentru a evita afuierile, anrocamentele se așază pe un pat de filtru invers sau pe o saltea de fascine.

33. Pereuri și saltele de fascine

Pereul de piatră are la aceleași dimensiuni ale pietrei o rezistență mai mare decît anrocamentele. Vitezele admisibile cresc pînă la 4,0 m/s, iar dimensiunea pietrelor poate coborî pînă la 20 cm.

Saltelele de fascine se folosesc ca pat de așezare pentru anrocamente și pereuri de piatră, sau ca îmbrăcăminte independentă la partea terminală a rizbermelor,

Fig. 10-59. Rizbermă mixtă:
1 — bazin disipator; *2* — căsoaie lestate; *3* — anrocamente; *4* — saltea de fascine; *5* — piloți.

unde viteza scade pînă la 1,5...2,0 m/s. În cazul unor construcții importante, sau a unor albii în terenuri slabe, se folosesc rizberme mixte, alcătuite succesiv din căsoaie, anrocamente și fascine (fig. 10-59). Acest sistem asigură o bună tranziție, de la vitezele mari de la ieșirea din disipator pînă la vitezele reduse, admisibile în albie.

34. Dale și blocuri de beton

Dalele și blocurile de beton se folosesc în cazul vitezelor mari de curgere (4...6m/s), cînd nu există posibilitatea de utilizare economică a anrocamentelor. Grosimea dalelor este de 0,5...1,0 m, iar dimensiunile în plan variază între 2×2 și 2×5 m. Ele se așază astfel ca în sensul curentului rosturile să nu fie continue, iar latura lungă să fie dirijată pe direcția de curgere (fig. 10-60, *a* și *b*). Sub dale și sub blocuri se prevede un filtru invers, de 0,4...0,5 m grosime, pentru a se evita antrenarea particulelor fine din patul albiei.

Forma dalelor și a blocurilor este paralelipipedică, de obicei cu muchia amonte teșită (fig. 10-60, *b*). Teșitura reduce forța de impact, asigurînd și o disipare mai efi-

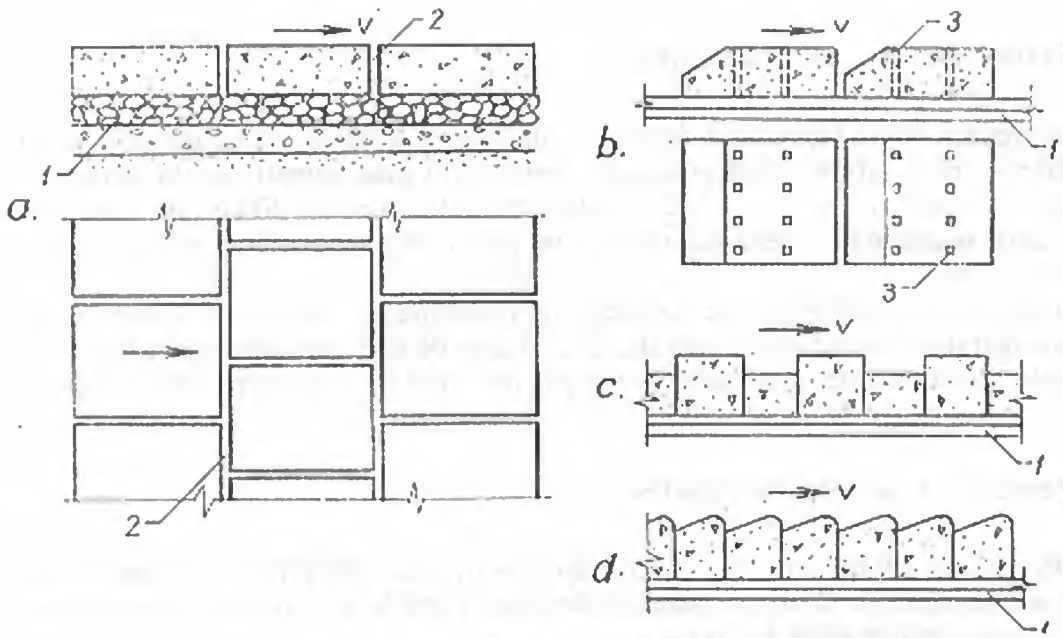


Fig. 10-60. Rizberme din dale de beton:
a — dale simple; *b* — dale teșite în amonte; *c* — blocuri alternante; *d* — blocuri în diați de ferăstrău; *1* — filtru invers; *2* — rosturi; *3* — barbacane.

cientă. Cînd dalele au dimensiuni mai mari, se prevăd barbacane care descarcă subpresiunile.

Foarte des folosită este realizarea unei rugozităţi mărite în lungul rizbermei. De obicei, se betonează dalele sau blocurile la cote alternante (fig. 10-60, *c*), sau se execută blocuri în dinţi de ferăstrău (fig. 10-60, *d*). Se recomandă ca decalajul dintre dale, sau înălţimea dinţilor, să fie în limita $(1/10...1/20)R$, în care R este raza hidraulică în bieful aval pentru debitul de calcul [1].

Avantajul principal al rizbermelor rugoase este reducerea lungimii protecţiei cu circa 40%, în comparaţie cu rizbermele netede. La dimensionarea dalelor şi blocurilor trebuie însă să se ţină seama de solicitările hidrodinamice sporite. Dislocarea uneia dintre dale produce antrenarea celorlalte dale sau blocuri din vecinătatea ei.

Pentru verificarea stabilităţii, se consideră o dală sau un bloc independent, acţionat de greutatea proprie, subpresiune, greutatea apei de pe rizbermă şi de o forţă hidrodinamică [1]:

$$F_{hd} = \gamma b_1 h \frac{\Delta E_r}{l} x, \tag{40}$$

unde:

b_1 — lăţimea dalei;

h — înălţimea apei pe rizbermă;

ΔE_r — energia disipată pe rizbermă;

l — lungimea rizbermei;

x — distanţa de la capătul aval al disipatorului pînă la dala sau blocul respectiv.

35. Rizberme din căsoaie lestate

Căsoaiele umplute cu piatră se aplică atunci cînd se urmăreşte realizarea unei protecţii mai puternice în aval de disipatorul de energie. Cînd consolidarea se găseşte sub nivelul apei, se folosesc căsoaie de lemn sau de beton armat. Pereţii căsoaielor nu se execută joantivi, ci cu spaţii între ei de 0,15...0,20 m. Piatra de încărcare se sortează, avînd dimensiuni mai mari în partea superioară. Deficienţa principală a căsoaielor de lemn constă în faptul că pot putrezi în perioadele de ape mici.

36. Gabioane

Consolidările din gabioane sînt constituite din o serie de cutii de sîrmă galvanizată, umplute cu piatră şi legate între ele. Ele sînt rezistente la acţiunea de eroziune a curentului (viteza admisibilă este 5 m/s) şi în acelaşi timp elastice şi permeabile. Nu este indicată folosirea lor în cazul cursurilor de apă care poartă aluviuni mari sau plutitori, deoarece aceştia pot rupe plasa gabioanelor.

37. Consolidarea malurilor

Pe lungimea radierului disipator, malurile se consolidează cu ziduri de beton sau beton armat, verticale sau ușor înclinate, care constituie o prelungire a culeei. La zidurile de beton simplu, realizate ca ziduri de sprijin, între radier și zid se prevede un rost de lucru. Înălțimea minimă a zidului trebuie să asigure o gardă a coronamentului de 1...2 m față de nivelul saltului înecat. Mai sus de acest nivel se amenajează un taluz consolidat cu plăci de beton sau cu pereu de piatră, în funcție de condițiile locale.

Pe lungimea rizbermei, partea de sub apă a malului se apără cu o consolidare asemănătoare cu rizberma, dar de tip mai ușor, ținînd seama de micșorarea vitezelor la maluri. Cel mai răspîndit tip de consolidare este pereul de piatră, dublu, simplu sau între panouri din garduri împletite. În cazurile dificile se prevede o consolidare cu dale de beton.

38. Dimensionarea rizbermei

Alegerea tipului de rizbermă se face în funcție de viteza curentului și de variația ei treptată de-a lungul rizbermei. Alcătuirea constructivă și dimensiunile depind de natura fundului albiei și de disponibilul de materiale de construcție locale.

Lungimea rizbermei se stabilește în principiu pe considerente energetice: energia suplimentară pe care curentul o mai are la capătul construcției de disipare să se consume prin frecări pe parcursul rizbermei. Cele mai multe indicații preconizează relații empirice sau semiempirice, bazate pe măsurători. Dintre acestea se recomandă[1]:

$$l_r = (2{,}5 \ldots 3{,}0)\, l_s, \tag{41}$$

în care l_s este lungimea saltului;

$$l_r = (27 \ldots 30)\, h_{av}, \tag{42}$$

în care h_{av} este adîncimea din aval de disipator;

$$l_t = l_d + l_r = \frac{22 h_{av}}{(Fr_1)^{1/6}}, \tag{43}$$

în care:

l_t — lungimea totală a amenajării (disipator și rizbermă);

h_{av} — adîncimea din bieful aval;

Fr_1 — numărul Froude în secțiunea contractată.

Pentru rizberme rugoase, notînd cu Δ înălțimea rugozității, cu R raza hidraulică din aval și cu h'_c, adîncimea conjugată a saltului, se pot utiliza relațiile [1]:

$$l_r = 15\, h'_c \quad \text{pentru} \quad \frac{R}{\Delta} = 12; \tag{44}$$

$$l_r = 20\, h'_c \quad \text{pentru} \quad \frac{R}{\Delta} = 20. \tag{45}$$

Spre a evita lungimi prea mari de rizbermă, este bine ca în aval de aceasta să se prevadă o protecție terminală, care să prevină eventualele afuieri de la capătul consolidării. Protecția terminală se poate realiza din palplanșe sau pinteni de beton adînci, din masive de piatră spartă sau fascine, sau în sisteme combinate. O atenție specială trebuie acordată protecției terminale în cazul albiilor ușor erodabile, la care afuierile locale pot fi foarte mari.

§ 9. PROIECTAREA DISIPATORILOR

39. Concepția lucrării de disipare

După *D. Dumitrescu* și *E. Răzvan* [1], la alegerea unei anumite soluții de disipare trebuie să se decidă în primul rînd dacă disiparea energiei se va localiza în limitele construcției, sau dacă disiparea se va realiza în bieful aval, fără a se prevedea măsuri constructive, dar într-o zonă nepericuloasă pentru lucrare.

Primei alternative îi corespunde o racordare a biefurilor prin salt apropiat, cu construcții de disipare masive, rizberme extinse pe zona de tranziție și protecții terminale. Construcțiile se pot dezvolta pe lungime, menținînd o cotă de fundare cît mai ridicată (bazine cu prag, radiere înclinate), sau pot coborî sub patul albiei, reducînd lungimea de consolidare (bazine cilindrice, praguri aval etc.).

În cea de a doua alternativă energia disponibilă se folosește pentru îndepărtarea curentului la o distanță cît mai mare de zona construcțiilor, iar disiparea se realizează prin impactul jetului cu albia.

La adoptarea uneia sau alteia dintre variante, trebuie să se țină seama de condițiile de limitare a afuierilor locale și a eroziunilor generale din albia aval, de amplasarea celorlalte obiecte ale amenajării, de restricțiile impuse oscilațiilor de nivel pentru a nu stînjeni folosințele. Acceptînd o anumită concepție a lucrării, soluția constructivă se alege prin compararea tehnico-economică a mai multor variante, luînd în considerare toate lucrările implicate de schema constructivă (cota de fundare a barajului, lungimea culeelor, consolidarea malurilor etc.).

40. Date de calcul

Pentru proiectarea disipatorului trebuie cunoscute debitele din timpul exploatării, debitele specifice corespunzătoare lor, nivelurile amonte și aval și caracteristica de rezistență a albiei (exprimată de obicei prin viteza admisibilă).

Debitul de calcul este cel căruia îi corespunde energia maximă de disipat. Acest caz nu se realizează în mod necesar la evacuarea debitului maxim, ci poate avea loc la debite intermediare, la care nivelurile aval sînt mult coborîte.

Nivelurile aval constituie elementul determinant pentru dimensionarea disipatorului. Cînd în vecinătatea amplasamentului se găsește un post hidrometric, citirile respective se folosesc pentru construcția cheii debitelor din aval. Cînd postul hidrometric se găsește la mare distanță, sau cînd citirile sînt incomplete, se fac cal-

cule de extrapolare și transmitere a datelor disponibile, obținînd în final cheia debitelor în regim neamenajat. Pentru calcul, cheia aval din regim natural trebuie corectată ținînd seama de coborîrea albiei în urma fenomenului de eroziune generală.

41. Alegerea tipului de disipator

Condițiile de conjugare a biefurilor amonte și aval reprezintă elementul determinant în alegerea disipatorului. Discuția se face suprapunînd cheia nivelurilor aval peste cheia adîncimilor conjugate, corespunzătoare unei soluții de disipare alese (cheia saltului).

— În cazul în care cheia saltului se găsește în permanență deasupra cheii nivelurilor aval (fig. 10-61), înseamnă că adîncimile din regim natural nu asigură formarea saltului apropiat. Disiparea se poate rezolva pe două căi. Dacă în aval roca se află aproape de suprafață și este de bună calitate, se execută la piciorul aval al barajului o trambulină aruncătoare. Saltul rămîne neînecat dar eroziunile și degradările albiei sînt reduse și destul de depărtate, astfel că nu afectează stabilitatea barajului.

Cînd executarea aruncătoarei nu este posibilă, se prevede înecarea saltului prin construcții de disipare. Dacă morfologia amplasamentului permite, se poate lungi frontul de descărcare micșorînd debitele specifice și îmbunătățind conjugarea. Soluția curentă constă însă din executarea unui bazin disipator, sau a unui disipator cu prag aval, care creează adîncimile necesare înecării saltului.

— În cazul în care cheia saltului se găsește în permanență sub cheia aval (fig. 10-62), înseamnă că adîncimea aval pentru înecarea saltului este asigurată.

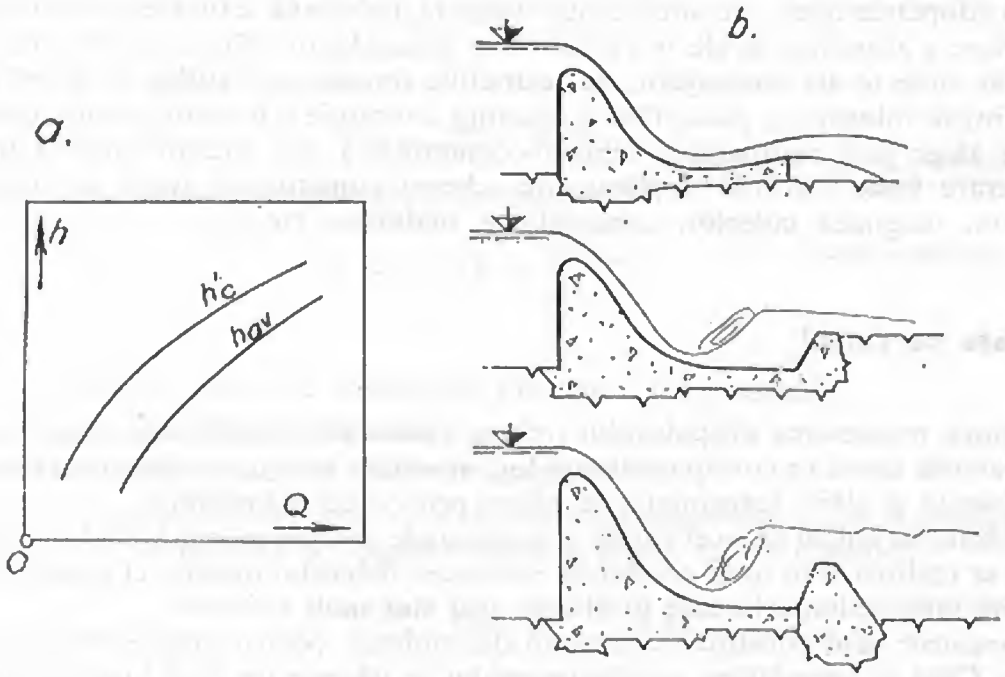


Fig. 10-61. Cazul saltului îndepărtat:
a — poziția cheilor; *b* — soluții constructive.

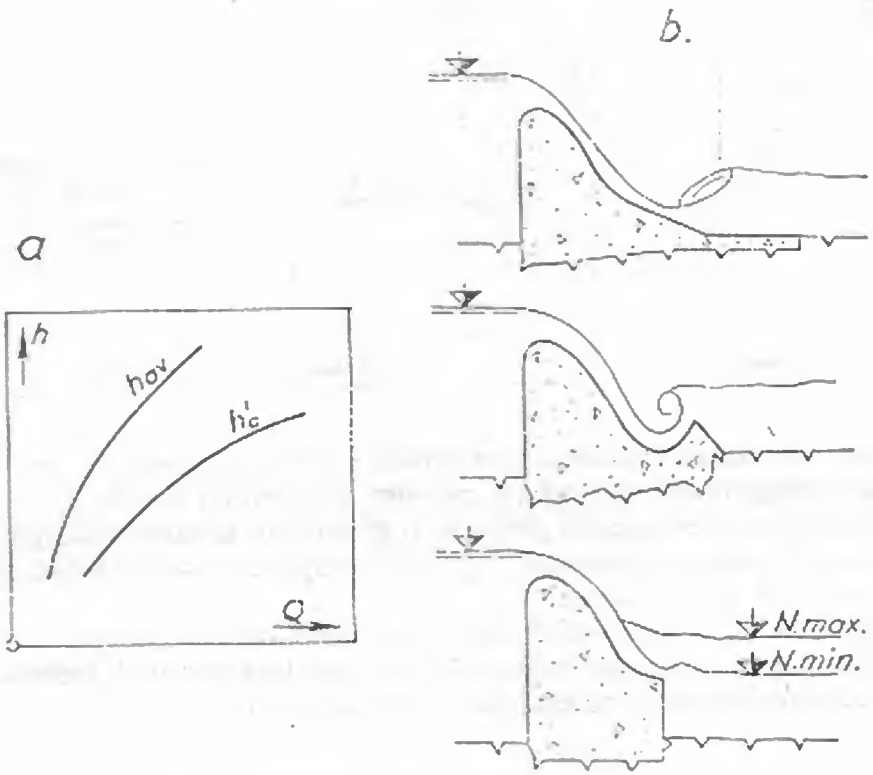


Fig. 10-62. Cazul saltului înecat:
a — poziția cheilor; *b* — soluții constructive.

Cînd nu sînt probleme speciale de evacuare a plutitorilor și gheșurilor, conjugarea poate rămîne în regim de fund. Soluția cea mai economică constă în realizarea unui radier disipator orizontal sau, preferabil, în pantă, sau a unui bazin cilindric. Cînd barajul descarcă plutitori și gheață în cantități însemnate, se recurge la crearea regimului de suprafață, amenajînd piciorul aval al barajului sub formă de prag aval. La căderi mici, mai economică este folosirea panourilor batante, care au același efect.

— În cazul în care cheile caracteristice se intersectează, înseamnă că în aval există o trecere de la o formă de conjugare la alta, în funcție de variația debitului. În situația prezentată în figura 10-63, *a*, la debite mici se formează salt îndepărtat, iar la debite mari salt înecat. Dacă în exploatare predomină gama de debite la care există înecarea saltului, se adoptă soluțiile corespunzătoare acestui caz. Dacă predomină debitele mici, se recurge la soluțiile de înecare a saltului. În situația din figura 10-63, *b* situația este inversă, iar soluția se alege corespunzător gamei de debite predominante.

În afara condițiilor hidraulice, la alegerea disipatorului trebuie analizate și *condițiile hidrologice specifice (aluviuni, gheață etc.).*

În cazul în care există transport aluvionar însemnat, soluțiile cu bazin disipator sau cu bazin cilindric pot fi compromise prin degradarea betonului și mai ales prin colmatarea în timp a bazinului, care reduce adîncimile necesare formării saltului. Dinții, redanele, sau pragurile sînt distruse prin șocurile date de aluviunile de dimen-

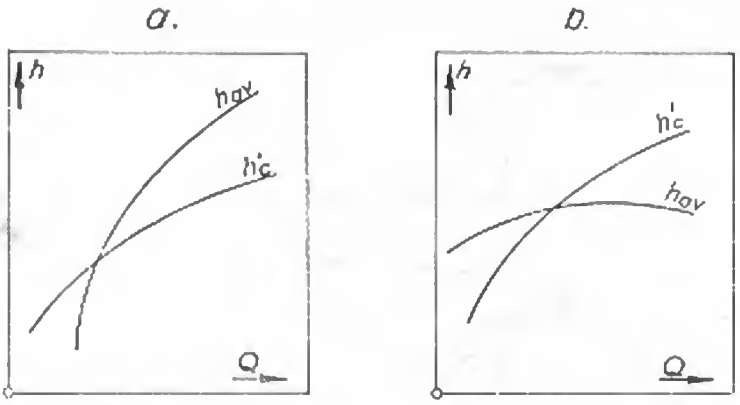


Fig. 10-63. Chei caracteristice intersectate:
a — cu salt înecat la debite mari; *b* — cu salt înecat la debite mici.

siuni mai mari. În această situație sînt indicate radiere disipatoare cu pinten aval adînc sau, la conjugarea de suprafață, panouri trambulină sau batante.

În cazul în care se evacuează plutitori și gheață nu se adoptă disipatori cu dinți și praguri, sau disipatori cu timpan și grinzi. Soluția corespunzătoare este aceea a conjugării în regim de suprafață.

La barajele cu mai multe deschideri, care funcționează independent, sau cînd frontul deversant este mult mai redus decît lățimea biefului aval, trebuie prevăzute dispozitive de împrăștiere a curentului pentru uniformizarea debitului specific în albie.

42. Verificarea soluției prin încercări pe modele

Hidraulica disipării energiei este riguros rezolvată numai în cazul problemei plane. În practică, foarte des, nu funcționează toate deschiderile barajului, sau lățimea frontului deversant este mai redusă decît lățimea albiei. Calculul în ipoteza problemei plane are în aceste cazuri mai mult un caracter orientativ. De asemenea nu se stăpînește prin calcul disiparea energiei atunci cînd pe frontul de descărcare sînt plasate o serie de obstacole — dinți, redane, praguri.

De aceea, în cazul construcțiilor mari, se consideră obligatorie verificarea prin încercări pe modele a construcțiilor proiectate, modelînd problema spațială. Pe baza experimentărilor pe modele se pot determina cu suficientă aproximație pentru practică dimensiunile principale ale construcțiilor, dispozitivele de disipare, lungimea rizbermei și soluțiile constructive, în conformitate cu vitezele probabile ale curentului.

BIBLIOGRAFIE

1. Dumitrescu, D., Răzvan, E. *Disiparea energiei și disipatori de energie.* București, 1972.
2. Certousov, M. D. *Hidraulica* (trad. din limba rusă). București, 1966.
3. Grișin, M. M. *Construcții hidrotehnice* (trad. din limba rusă). București, 1958.
4. Creager, W., Justin, J. *Hydroelectric Handbook*. New York, 1955.

5. Schroder, R. *Energiedissipation und Turbulenzmechanismus im freie Wechselsprung.* Die Wasserwirtschaft, nr. 5, 1964.
6. U.S.B.R. *Design of small dams.* Washington, 1965.
7. Mateescu, C. *Hidraulica.* București, 1963.
8. Peterka, A. *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators.* Denver, 1962.
9. Davis, C., Sorensen, K. *Handbook of Applied Hydraulics.* New York, 1969.
10. Bradley, L., Peterka, A. *Hydraulic design of stilling basins.* Proceedings ASCE, october, 1957.
11. Elevatorski, E. *Hydraulic energy dissipators.* New York, 1959.
12. Beichley, G., Peterka, A. *The hydraulic design of slateed spilway buckets.* Proceedings ASCE, october, 1959, april, 1960.
13. Vladimirescu, I. *Nouvelles formules hydrauliques pour les jets „saut de sky".* Buletinul științific ICB, nr. 4, 1971.
14. Wisner, P., Lateș, M., Radu, M. *Studiul eroziunilor aval de descărcătorii barajelor în arc.* Hidrotehnica, nr. 1, 2, 1960.
15. Levi, I. *Curgeri deviate în biefurile aval ale amenajărilor hidrotehnice și combaterea lor.* (în limba rusă) Izvestia VNIIG, vol. 50, 1953.